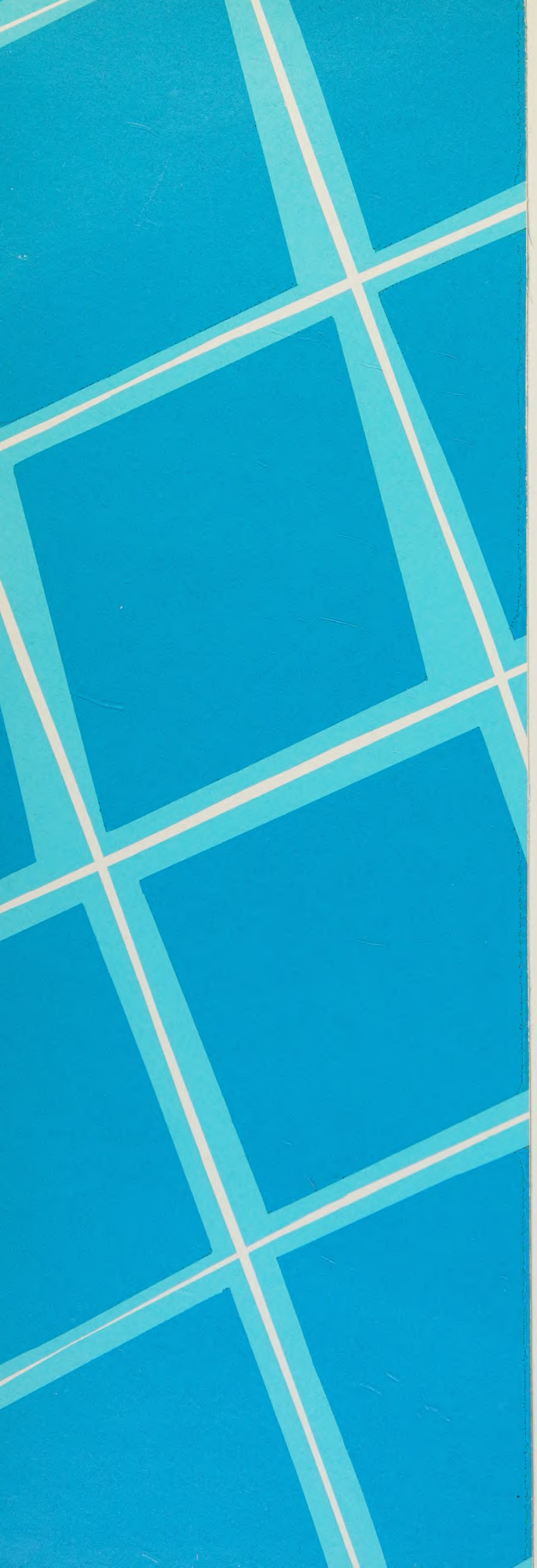
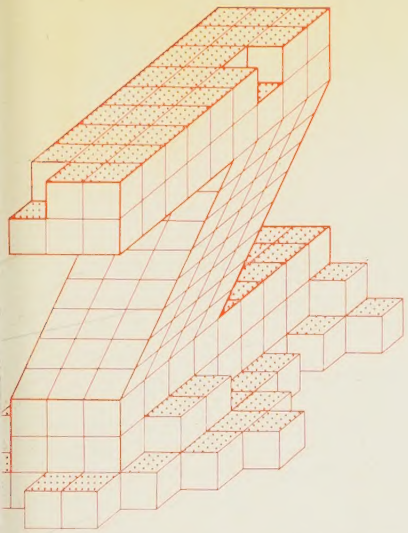
2nd FL
U. of ILL. LIBRARY
APR 2 1973
CHICAGO CIRCLE

Zodiac 21

Tensile Space Pneumatic Structures

A Review of Contemporary Architecture





INDICE ANALITICO PER ARGOMENTI ZODIAC 14-20 / ANALYTICAL LIST OF CONTENTS BY ITEMS IN ZODIAC ISSUES 14-20 / INDEX ANALYTIQUE PAR SUJETS ZODIAC 14-20 / ANALITISCHE INHALTSVERZEICHNIS FÜR STICHWORTE ZODIAC 14-20

diac è una rivista internazionale
architettura contemporanea.
articoli sono pubblicati in lingua originale
corpo della rivista; le versioni in inglese
italiano vengono fornite in fondo al volume.
naliamo i seguenti numeri monografici:
dedicato agli USA (1967)
dedicato alla Gran Bretagna (1968)
dedicato a una retrospettiva
Frederick Kiesler e alla ricerca
ziale-geometrica contemporanea (1969)
dedicato all'Italia (1971)

diac is an international review
contemporary architecture.
e articles are published in the original
guage in the main part of the review,
h English and Italian translations
the end of the volume.
nographical issues:
United States (1967)
Great Britain (1968)
a survey of Frederick Kiesler's work
d contemporary spatial and geometrical
earch (1969)
Italy (1971)

Presentazione di opere di architettura contemporanea / Presentation of contemporary architectural works / Présentation d'oeuvres d'architecture contemporaine / Einführung von Werke der neueste Architektur

N. 14:
S. Giedion: Jörn Utzon and the Third Generation
J. Utzon: The Sydney Opera House
J. Utzon: The Silkeborg Museum
J. Utzon: The Zurich Theatre
F. Tentori: Opere recenti dello studio Albini-Helg
M. Bottero: Un edificio termale nelle Alpi Carniche (arch. G. Valle)

N. 15:
Obras de los arquitectos: Alemany, Bofill, Bohigas, Bonet, Cabrera, Carvajal, Cordech, Corrales, Gutierrez, Correa, Crespi, Donato, Espinosa, Fargas Falp, Fernandez Alba, Giraldez Davile, Higueras, Iniguez de Onzono, Lopez Inigo, Mackay, Martorell, Masieu, Mendizabal, Milà, Mirò, Mitjans, Pena, Perpina, Puig Torné, Ribas Casas, Saez de Oiza, Sierra Nava, Subias Fages, Tous Carbo, Vazquez de Castro, Vazquez Molezun, Weber

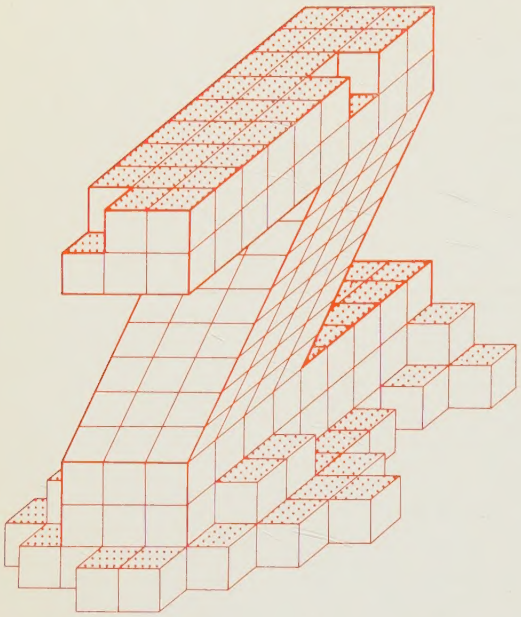
N. 16:
M. Bill, R. Rigoli: The Work of Amacio Williams
J. Petit: Les derniers travaux de Oscar Niemeyer à Israël
G. Mazzariol: Le Corbusier a Venezia: il progetto del nuovo Ospedale
A. Neumann & Z. Hecker: Natania City Hall and Civil Centre
A. Neumann & Z. Hecker: Faculty of Mechanical Engineering, Haifa
V. Van Eyck: University College in Urbino by Giancarlo De Carlo
E. Vittoria: Modelli quantità e struttura architettonica del paesaggio (appunti su una ricerca di architettura)

N. 17:
Recent works by Louis Kahn (comments by Vincent Scully): Laboratory Towers, Philadelphia, Pa / Bryn Mawr College, Bryn Mawr, Cal / Second Capital of Pakistan, Dacca, East Pakistan
Young American Architects: Romaldo Giurgola & Mitchell, Raymond Lifchez, Charles Moore & Donlyn Lyndon, William Turnbull, Richard Whiteker, Robert Venturi & John Rauch, Thomas Vreeland & Franck Sclesinger / Selection of writings and Architectural Works

N. 18:
M. Gold: Sir Owen Williams K.B.E.
Selection of Architectural Works: Ahrends, Burton & Koralek, Arup Associates Architects & Engineers, Michael Brawne, Colquhoun & Miller, Edward Cullinan, Eldred Evans, Denis Gailey & David Shalev, Gillespie Kidd & Coia, Patrick Hodgkinson, Edward Hollamby, John Howard & Bruce Rotherham, Denys Lasdun, Lyons Israel & Ellis, Leslie Martin, Moira & Moira, Michael Neylan, Peter Phippen & associates, Lloyd Roche, Richard Rogers, Su Roger, Norman Foster, Wendy Foster, Richard Sheppard Robson & Partners, Ivor Smith & M. Lupton, James Stirling, Derek Walker, Solin St. John Wilson

N. 19:
R. Buckminster Fuller: Recent works
Alfred Neumann & Zvi Hecker: Architectural works
Anne Griswold Tyng: Architectural works
Moshe Safdie: Architectural works
W. Kuhn, collaborator Joachim Steiner: Cubic Structures with Elements Obtained by the Concretization of Geometrical Reticulations

N. 20:
a cura di M. Bottero e G. Scarpini: Quattro interviste: Enzo Mari, Umberto Riva, Tobia Scarpa, Gino valle
a cura di I. Lupi e U. Riva: Il design degli architetti



Saggi critici e monografici / Critical and Monographical Essays / Essais critiques et monographiques / Kritische und monographische Essays

N. 14:
H. R. Hitchcock: Germany 1955-65 more especially Düsseldorf

N. 15:
R. Iglesia: Resena de arquitectura al cuidado de Ricardo Rosso: la réaccion antirracionalista en Argentina
C. Flores, O. Bohigas: Sobre la situacion actual de la arquitectura moderna española
F. Alba: Situation actual y problemas culturales del arquitecto
E. Mangada: Estructura profesional
B. de Moura, J. A. Solans: La prensa y la critica
R. Gonzalo: La situacion de la vivienda en España
F. Correa: La ensenanza de arquitectura en España

N. 16:
H. R. Hitchcock: Le Corbusier and the United States
M. Bottero: Viaggio in India: da Le Corbusier a Kahn
A. Neumann: Morphologic Architecture

N. 17:
H. R. Hitchcock: Frank Lloyd Wright 1867-1967
M. Bottero: Louis Kahn e l'incontro fra morfologia organica e razionale
V. Scully: America's Architectural Nightmare: The Motorized Megalopolis
B. Jackson: The Relationships Between Needs are the Elements of Forms
A. Ferrari: Pedagogia e teorica del Visual Design

N. 18:
H. R. Hitchcock: English Architecture in the Early 20th Century: 1900-1939
F. Tentori: Phoenix Brutalism
J. Rykwert: Universities as Istitutional Archetypes of Our Age
A. Ferrari: La lettura dell'ambiente fisico nella cultura inglese

N. 19:
M. Bottero: Astrazione scientifica e ricerca del concreto nell'utopia di Buckminster Fuller
J. McHale: Global Ecology: Toward the Planetary Society

N. 20:
M. Bottero: L'architetto fra ideologia e specificità operativa
E. Frateili: Fortuna e crisi del design italiano
G. Gaetani: Torino: il piano e i movimenti di base
E. Fattinnanzi e S. Petralia: Il disagio urbano in Italia
A. Ferrari: Implicazioni progettuali dei rapporti utenza-committenza nell'edilizia pubblica

Documenti / Special Reports / Documents / Dokumente

N. 14:
J. Reichardt: Towers and Elephants

N. 16:
Le Corbusier: Lettre à son maître, M. l'Eplattenier

N. 17:
Three works by Frank Lloyd Wright: Johnson Administration Office and Laboratory, Racine, Wis. / Morris Shop, San Francisco, Cal. / Marin County, San Rafael, Cal. / Selection of writings

N. 18:
English Brutalism: Selection of writings

N. 19:
Frederick Kiesler's Shrine of the Book revisited
Frederick Kiesler 1923-1964

N. 20:
a cura di M. Biasia e B. B. Raboni: Realtà meridionale e « antipianificazione » dal basso: La repressione storica delle forze popolari nel mezzogiorno (Antologia di scritti di meridionalisti) / La situazione economica e sociale della Sicilia occidentale attraverso i documenti della comunità

Problemi di pianificazione / Planning Problems / Problèmes de planification / Planungsprobleme

N. 14:
M. Ribas: La planificación urbanistíca en España
B. Raboni: Problemi del Renewal americano
V. Scully: The Threat and the Promise of Urban Redevelopment in New Haven

N. 17:
D. Crane: Planning and Design in New York
R. Hatch: Urban Renewal in Harlem
L. Marsoni: L'uso dei modelli come nuovi strumenti di pianificazion

N. 18:
L. Marsoni: 20 anni di New Towns: rilettura di un intervento parametrico
M. Biasia: Metropoli e regione urbana nella ricerca geografica ingles
J. Taylor: Design and Building by English Local Authorities
B. B. Raboni: Le università in Inghilterra: un problema aperto
G. Gaetani: Traffico e spazio urbano (note su alcuni contributi britannici)

N. 20:
G. Fofi: Appunti sulla nuova immigrazione a Torino
P. Ceccarelli: I piani statali per il Mezzogiorno
M. Biasia: La repressione storica delle forze popolari nel Mezzogiorno
B. B. Raboni: Note sui movimenti popolari nella Sicilia occidentale

Approcci, teorie e metodi di progettazione / Design Approaches, Theories and Methods / Approches, théories et méthodes de projet / Zugänge, Theorien und Planmethoden

N. 16:
A. Williams: An Interview and a Speech
J. Stirling: Architects Approach to Architecture

N. 17:
Louis Kahn: Statements on Architecture (from a talk given at the Politecnico di Milano in January 1967)

N. 18:
J. Stirling: Antistructure

N. 19:
R. Buckminster Fuller: Design Science, an Economic Success of All Humanity
A. Neumann: Architecture as Ornament
A. Griswold Tyng: Geometric Extension of Consciousness
M. Safdie: New Environmental Requirements for Urban Building
W. Kuhn: Cubic Structures with Elements Obtained by the Concretization of Geometrical Reticulations

N. 20:
S. Los: Sistema dell'architettura. Ipotesi per la formazione dell'architetto

Siamo tornati nel settore "2 litri"

Fiat 132

C'era troppo spazio nella nostra gamma fra le "medie" 124 Special e 125 e le "grandi" 130. Dopo le Fiat 1800 e 2300 a 6 cilindri, proponemmo la più moderna 125 che aveva maggiori prestazioni di velocità e ripresa con minori spese e costi di esercizio. Fu un successo.
Ma negli ultimi anni si è accentuata in Europa una tendenza verso modelli di cilindrata medio-superiore. Anche in Italia il settore che ha registrato il più alto incremento percentuale è stato quello compreso tra i 1500 ed i 2000 cc. Cresce cioè il numero delle persone che vuole più spazio e più elevate medie autostradali in confort e sicurezza.

La 132 è nata per assecondare questa tendenza europea e completare la gamma Fiat con la solida imponenza della sua struttura e con un confort tipicamente "2 litri".
La 132 è una "1800" a 4 cilindri. Riassume tutta la nostra esperienza nel campo dei motori che danno elevate prestazioni specifiche assieme ad una grande affidabilità. I suoi 105 CV (DIN) le consentono 170 km/h silenziosi e confortevoli.
Per estendere ad un pubblico il più vasto possibile i grandi vantaggi di questa berlina "medio-superiore", abbiamo equipaggiato la 132 anche con un motore "1600": lo standard qualitativo non cambia. È sempre quello di una "2 litri".

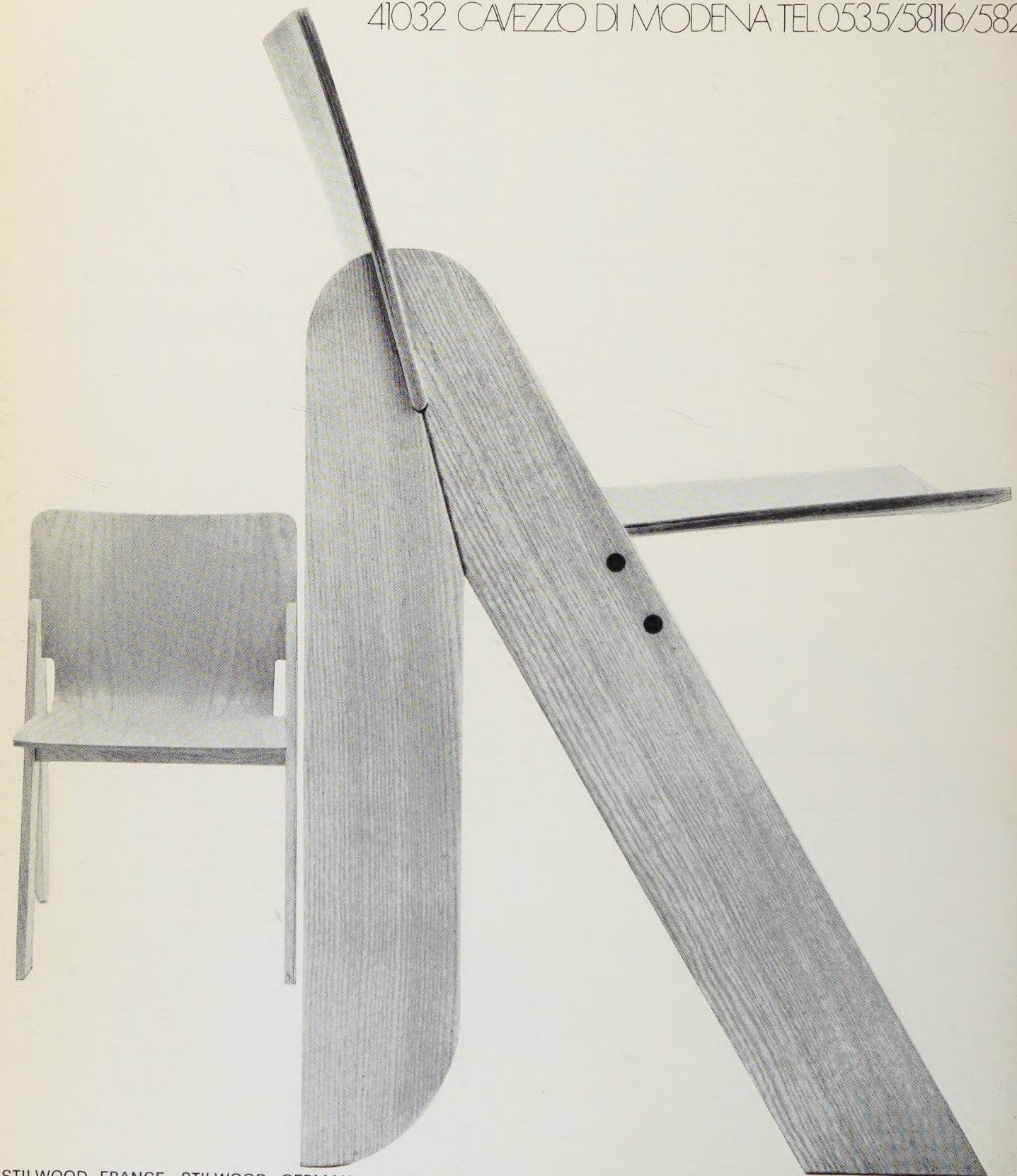
Due motori: quattro cilindri a due alberi a camme in testa.
1800 - 105 CV (DIN) a 6000 giri/min. ~ 170 km/h
1600 - 98 CV (DIN) a 6000 giri/min. ~ 165 km/h
3 versioni:
1800 Special, 1600 Special, 1600 berlina.

FIAT



SEDIA PEOTA DESIGNER GIGI SABADIN PER STILWOOD

S.A.S. DI RUOSI N.&C. COLLEZIONI D'ARREDAMENTO
41032 CAVEZZO DI MODENA TEL. 0535/58116/5829



STILWOOD - FRANCE
Jacques Cabantous
14 RUE VAUTIER
94 JOINVILLE
Tél. 2833573

STILWOOD - GERMANY
RUDOLF KUPHAL
LILIENTHALSTRASSE 16
565 SOLINGEN
Tel. 292163

STILWOOD IN BENELUX
L. KREYMBORG N. V.
DE LAIRESSESTRAAT 125
AMSTERDAM
Tel. 731112

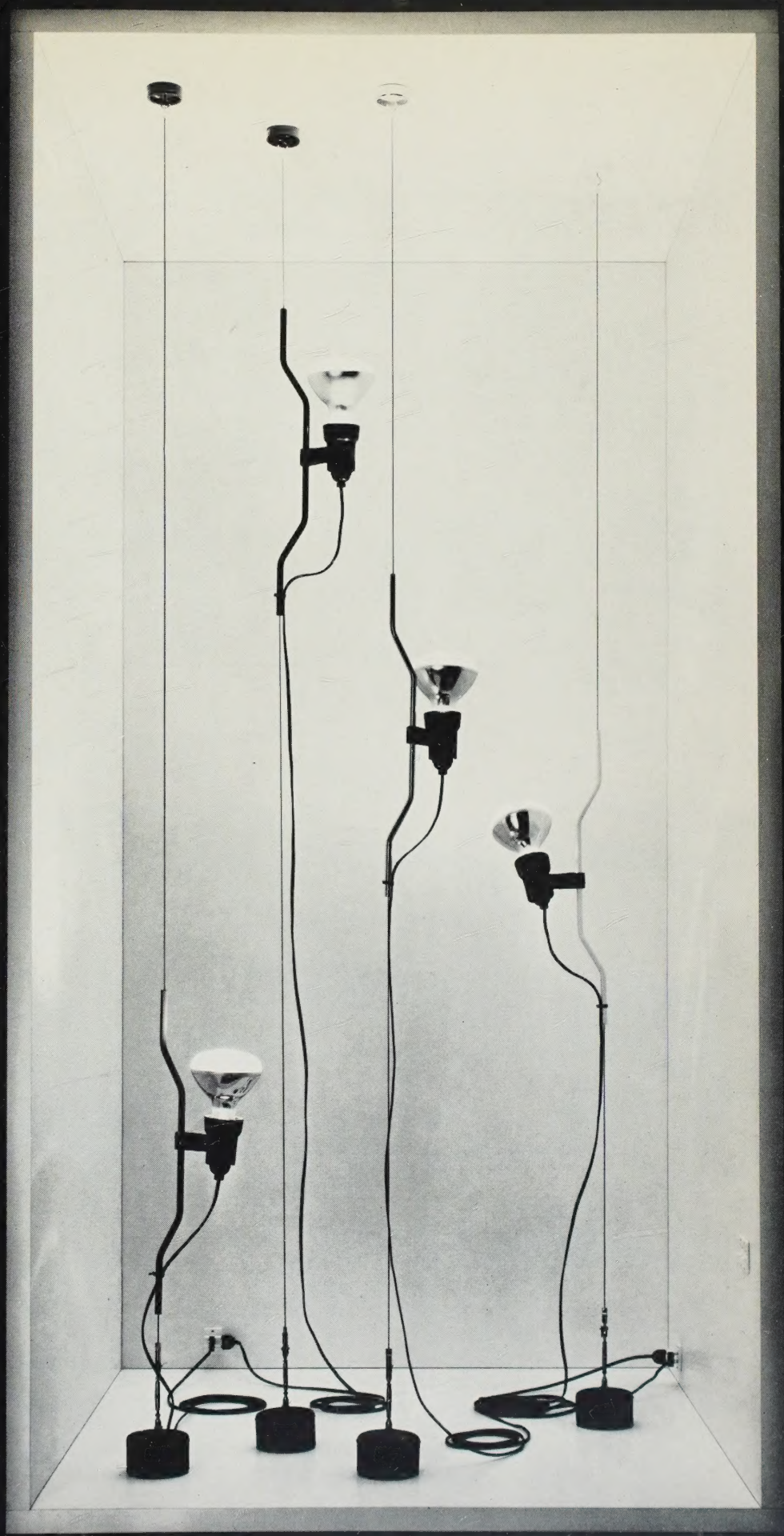
S.A.L. KREYMBORG - BELGIE N. V.
66 AVENUE - MOLIÈRE - LAAN
BRUXELLES - 1180 - BRUSSEL
Tel. 02 - 435164

– Parentesi –
design: Achille Castiglioni
Pio Manzù

FLOS

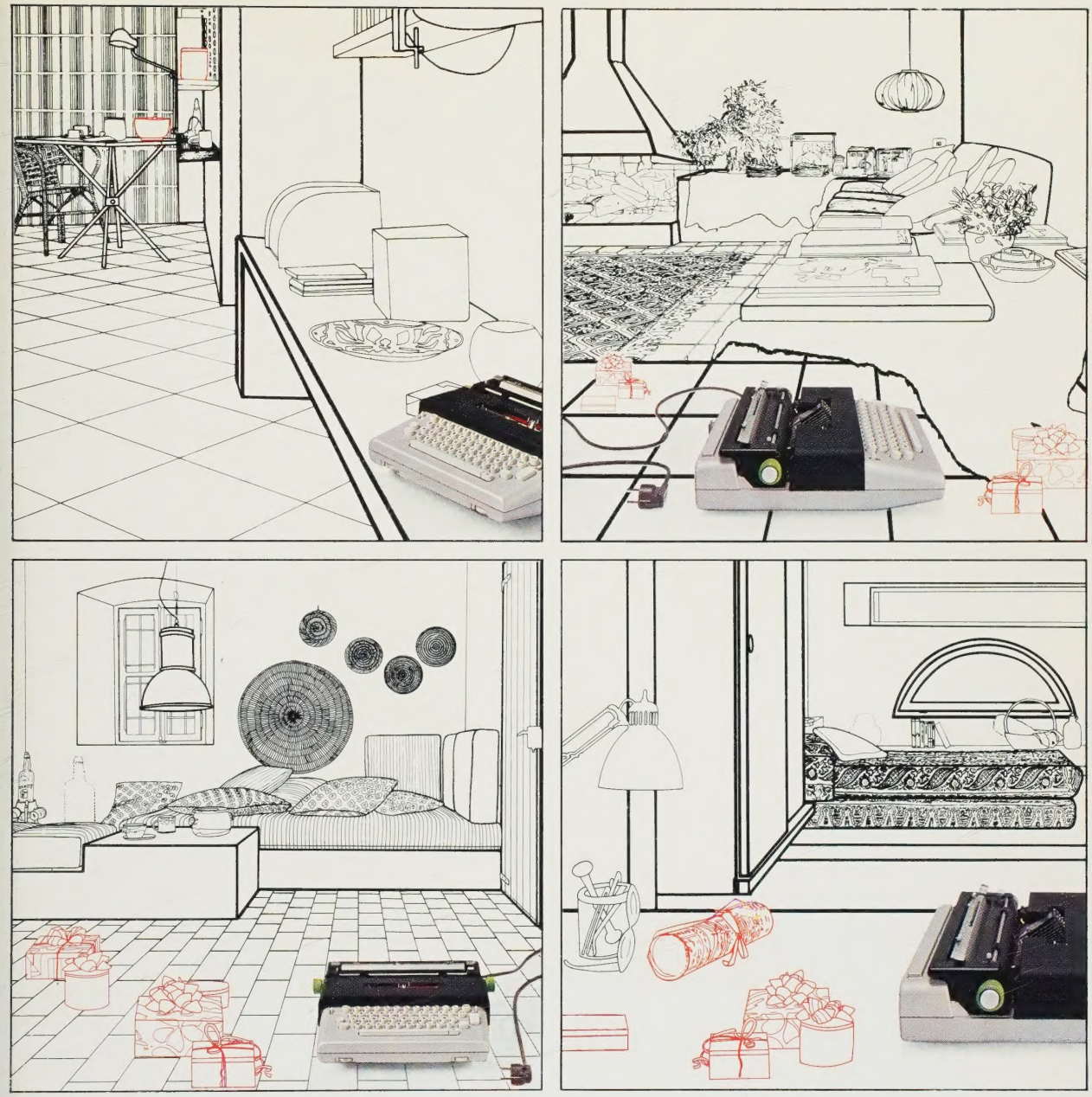
apparecchi
per l'illuminazione

25075 Nave Brescia
via Trento 11





Olivetti Lettera 36,
la portatile elettrica che aggiunge efficienza
alla vostra bella casa



olivetti

STUDIO MILANI



l'equilibrio è qualità

la qualità in un'industria
è garantita da un equilibrio
che nasce e si sviluppa in un sistema di elementi,
nello spazio delle sue strutture.

PRODOTTI ABET S.p.A.
Sede Centrale
V.le dell'Industria 19
12042 BRA (CUNEO) Italy

print
laminati plastici

Cassina C

la tradizione creativa nell'arredamento contemporaneo



questo è il modello 944/SORIANA disegnato per CASSINA da Afra e Tobia SCARPA


Tarlisio
Industria Arredamenti
Via Nuova Valassina
Desio (Milano)
Poltrona componibile L
Design Von Klier

EDIZIONI DI COMUNITÀ

ultimi volumi pubblicati

Saggi di cultura contemporanea

Riccardo Musatti

LA VIA DEL SUD E ALTRI SCRITTI

Scritti politici e meridionalisti. La via del Sud. Città e campagna, dissoluzione di un'antitesi. I problemi della scuola. Il dramma urbanistico. L'interpretazione dell'architettura. Scritti di critica d'arte. Lo spazio del disegno industriale. Saggi e profili. Cronache di costume. Fogli di viaggio.

Karl Jaspers

ORIGINE E SENSO DELLA STORIA

« Fra la preistoria e l'immensità del futuro stanno i cinquemila anni della storia a noi visibile, un minuscolo tratto di tempo nell'incalcolabile durata dell'esserci umano. Al centro della storia stiamo noi e il nostro presente. Il mio libro vorrebbe contribuire ad accrescere la nostra coscienza del presente ». Seconda edizione.

Edwin Muir

LA STRUTTURA DEL ROMANZO

Con le opere di Lukács, Šklovskij e Lubbock questo saggio, che è ormai diventato un classico, occupa un posto centrale nello studio dei principi che regolano la costruzione narrativa e a più di quarant'anni dalla sua prima apparizione resta la punta avanzata in questo settore di ricerca.

Raymond Aron

LA SOCIETÀ INDUSTRIALE

La nozione di società industriale: caratteri essenziali e differenziazioni tra i tipi. Economia capitalistica ed economia pianificata. Teoria della crescita economica. Il rapporto tra società industriale e crescita economica, i fattori e i modelli dello sviluppo. Una esemplare introduzione alla sociologia dei sistemi economici. Seconda edizione.

Erich Fromm

PSICANALISI DELLA SOCIETÀ CONTEMPORANEA

Possiamo ritenerci sani di mente? Patologia della normalità. La situazione umana alla base della psicanalisi umanistica. Salute mentale e società. L'uomo nella società capitalistica. La malattia della cultura occidentale contemporanea. Risposte alle malattie del capitalismo: idolatria autoritaria, neocapitalismo, socialismo. Le vie della salute. Sesta edizione.

Erich Fromm

FUGA DALLA LIBERTÀ

L'emergere dell'individuo e l'ambiguità della libertà. Medioevo, Rinascimento, Riforma. I due aspetti della libertà per l'uomo moderno. Meccanismi di fuga: l'autoritarismo, la distruttività, il conformismo da automi. Psicologia del nazismo. Libertà e democrazia: l'illusione dell'individualità; libertà e spontaneità. Il carattere e il processo sociale. Quarta edizione.

Maurice Duverger

I PARTITI POLITICI

La democrazia non è minacciata dal regime dei partiti ma dell'orientamento contemporaneo delle loro strutture interne: il pericolo non risiede nell'esistenza dei partiti, ma nella natura burocratica, religiosa e totalitaria che nell'epoca presente essi tendono ad assumere. Terza edizione.

Studi e ricerche di scienze sociali

LEZIONI SULLA POLITICA ECONOMICA IN ITALIA

a cura di Valeriano Balloni

Saggi di Giuseppe Bognetti, Giuseppe Campa, Onorato Castellino, Carlo D'Adda, Antonio Fazio, Giorgio Fuà, Emilio Gerelli, Augusto Graziani, Giancarlo Mazzocchi, Rinaldo Ossola, Antonio Pedone, Franco Reviglio, Guido Rey, Paolo Savona, Luigi Spaventa, Paolo Sylos Labini.

Luciano Gallino

INDAGINI DI SOCIOLOGIA ECONOMICA E INDUSTRIALE

L'uomo e l'azienda, il lavoro in crisi, i costi sociali delle migrazioni interne: aspetti dello sviluppo all'italiana.

Diritto e cultura moderna

Mauro Cappelletti

GIUSTIZIA E SOCIETÀ

In ampie prospettive storiche e comparatistiche, con uso di strumenti forniti oltre che dalle scienze giuridiche dalle scienze sociali, e con particolare riguardo al processo civile, vengono affrontati i problemi fondamentali della giustizia nella società di oggi, i nodi principali di un'azione riformatrice.

Giovanni Tarello

TEORIE E IDEOLOGIE NEL DIRITTO SINDACALE

Un rilevante contributo allo studio dei rapporti tra fatti sociali, ideologie politiche e strutture giuridiche e ad una più piena comprensione delle forze politiche operanti nelle lotte del lavoro. Seconda edizione.

VIA MANZONI 12 - 20121 MILANO

Pensiamo sulla vostra misura

Siamo tecnici specializzati.
Pronti a lavorare per voi, gratis.
Il nostro lavoro, la nostra competenza accompagnano sempre i prefabbricati Astori in cemento armato per l'industria.
Possiamo assistervi dal momento della progettazione sino alla posa in opera.
Possiamo sollevarvi dai compiti di calcolare e collaudare.

Per darvi la sicurezza di controlli costanti e severi.
Per aiutarvi a sfruttare tutte le possibilità dei fabbricati Astori.
Siamo pronti a pensare anche al vostro problema, per risolverlo sulla vostra misura. Basta telefonare.



UNIMARK

Zodiac Rivista fondata da Adriano Olivetti ed edita sotto gli auspici della Ing. C. Olivetti & C., Ivrea, Italia • Review founded by Adriano Olivetti and issued under the auspices of the Ing. C. Olivetti & C., Ivrea, Italy • Revue fondée par Adriano Olivetti et publiée sous les auspices de la société Ing. C. Olivetti & C., Ivrea, Italie

Direttore responsabile / Publisher / Directeur général: Renzo Zorzi.

Direttore / Chief Editor / Directeur: Maria Bottero.

Redattore / Editor / Rédacteur: Paolo Nepoti.

Impaginazione / Design / Mise en page: Italo Lupi.

Copertina / Cover / Couverture: Umberto Riva.

Traduttori / Translators / Traducteurs: Caren Fragapane, Donald Mills, Marjorie Mininni, Mary Nava, Tilde Riva, Rodney Stringer.

Distributori / Distributors / Distributeurs: *Argentina*: Carlos Hirsch, Florida 165, Buenos Aires. *Brasil*: Vicente Belleza Gagliardi, Rua do Carmo 38, Rio de Janeiro. *Chile*: Libreria Italiana, Huérfanos 1178, Pasaje, Santiago de Chile. *Colombia*: Enrique Torres, Apartado Nacionàl 928, Bogotà. *Danmark*: Ejnar Munksgaard, Prags Boulevard 47, Copenhagen. *Deutschland*: Verlag Gerd Hatje, Wildungerstrasse 83, Stuttgart-Bad Cannstatt. *España*: Editorial Romanica S. L. Guzman el Bueno 48, Bajo C, Madrid 15. *Finland*: Akateeminen Kirjakauppa, Keskuskatu 2, Helsinki. Rautatiekirjakauppa Oy, Annankatu 34-36, Helsinki. *France*: Vincent & Fréal, 4, Rue des Beaux-Arts, Paris 6e. *Great Britain*: A. Zwemmer, Ltd., 33-37 Moreland Street, London E.C. 1. *Italia*: Messaggerie Italiane, via Giulio Carcano 32, Milano. *Japan*: The Tokodo Shoten Ltd., Nakauchi-Building, 1-5 Nihonbashi-Tori, Chuo-ku, Tokyo. *Pays Bas*: Meulenhoff & Co., N.V., Beulingstraat, 2, Amsterdam. *Suisse*: Office du Libre, Rue de Villars 101, Fribourgh. *Turkey*: Librarie Erksan, Beyoglu, Gonul Sokak n. 15, Istambul. *U.S.A. & Canada*: George Wittenborn Inc., 1018 Madison Avenue, New York 21, N.Y. *Venezuela*: Gustavo Hernández O., Apartado no. 363, Caracas.

Pubblicità / Advertising Editors / Publicité: *Italia*: Ufficio pubblicità Zodiac, via Manzoni 12, 20121 Milano, telef. 790.957. *Italia centromeridionale*: RIP, Via Po 12, Roma, telef. 86.09.00. *France*: Supports & Régies, 3 Rue de Castellane, Paris, 8e, téléphone ANJ 99-86. *Suisse*: Alfred Schwarz, 148 Wehntalerstrasse, Zurich 6/57. *Deutschland*: Gerd Hatje Verlag, Wildungerstrasse 83, Stuttgart-Bad Canstatt. *Pour les autres Pays, s'adresser directement à Zodiac, via Manzoni 12, 20121 Milano, Italie.*

Edizioni di Comunità Via Manzoni 12 20121 Milano Italia Telefono 790.957

Printed in Italy All Rigths are Reserved

Zodiac 21

Tutti i diritti riservati / All rights are reserved
Direttore responsabile, Renzo Zorzi
Registrazione presso il Tribunale di Milano
n. 4423 del 10 ottobre 1957
Finito di stampare nel settembre 1972
dallo Stabilimento Grafico Scotti di Milano
Carta della Cartiera Fedrigoni
Fotolito De Pedrini

INDEX

Ricerca tecnologica e architettura	6	Maria Bottero
The Munich Tensile Structures:		
Frei Otto and the Munich Olympic Games (from the measuring experimental models to the computer determination of the pattern)	12	Mick Eekhout
On the Static Analysis of the Olympic Cable Roofs in Munich	74	J. H. Argyris, W. Aicher, T. Angelopoulos
Photogrammetric and Computational Work for the Olympic Roofs, Munich	76	K. Linkwitz
Strutture tensili di Monaco: Servizio fotografico di Gianni Berengo Gardin	82	
Space Structures:		
Three-dimensional Structures (a survey of buildings completed in recent years from the introductory report to the Amsterdam Congress, May 1970-71)	100	Z. S. Makowski
Tensegrity-Tragwerke, Ulm 1970-71	132	Gernot Minke
Tensostrutture in cavi di acciaio	146	Margherita Paolini
Graham Stevens' Pneumatic Works photographed by Andrew Tweedie	165	
Pneumatic Structures:		
Flächig Stabilisierte Membrantragwerke zur Definition und Klassification « Pneumatischer Konstruktionen »	177	Gernot Minke
Single, Double, Dual Structures. Notes on the American Pavilion at the Osaka Expo	182	David Geiger
Biographical and Bibliographical Notes	193	
Traduzioni in italiano	200	
English Translations	229	

Fotografi / Photographers / Photographes: Stewart Bale Ltd. a p. 111; Gianni Berengo Gardin a p. 58, 82-99; Werner Blaser a p. 106, 107; Maria Bottero a p. 6; Fritz Dressler I.F.L. a p. 17, 36, 40; Mick Eekhout a p. 26, 27, 28, 29, 49, 50, 56, 59, 60, 61, 62, 63, 67, 68; Felix Fonteyn a p. 105, 108, 125, 126; Istvar Kadar a p. 112; Christian Kandzia a p. 12, 13, 52, 53, 70, 71; John Jochimsen Ltd. a p. 124; I.F.L. Stuttgart a p. 31, 36, 40; I.F.G. Stuttgart a p. 50; Sam Lambert a p. 115; Archivio Makowski a p. 108, 127; Roland Palm a p. 124; Press Photo Ltd. a p. 124; Philipson Studios a p. 110; W. Ralston Ltd. a p. 124; James Riddel a p. 111; Stewards and Lloyds Ltd. a p. 108; Andrew Tweedie a p. 165-176; University of Surrey, Audio Visual Aids Unit a p. 125, 126.



RICERCA TECNOLOGICA E ARCHITETTURA

Maria Bottero

NSOSTRUTTURE DI MONACO E « PROGRESSO »

n discorso sulla sperimentazione tecnogica è inevitabilmente legato all'ideola del progresso. Poiché oggi la civiltà cidentale tende quasi automaticamente identificare l'idea di progresso con le alizzazioni tecniche più vistose: la conista della luna non è infatti il simbolo r eccellenza del progresso tecnico-scienico e quindi del progresso «tout court»? ilioni di povera gente sono stati colpiti, fascinati, indotti a rivivere ad occhi aerti le incredibili passeggiate lunari degli tronauti, cancellando la miseria del ndolarismo quotidiano con la grande nquista « collettiva », anche se gentilente gestita per l'umanità dal dollaro e lla potenza USA.

lecito domandarsi che impatto eserciranno sui visitatori le gigantesche nsostrutture di Monaco, altro indubitale fatto di progresso tecnico, questa lta gentilmente gestito per l'umanità dal arco e dalla repubblica federale tedea. La stampa di tutto il mondo, comeso naturalmente *Zodiac*, si occuperà divulgare il grande evento tecnico e registrare i dati salienti.

el resto esso è già stato definito, da ualche giornalista dalla battuta pronta, me un fatto di importanza almeno ari a quella della tour Eiffel. Cioè a dire me l'opera di ingegneria strutturale più pica e più audace del XX secolo, così me la tour Eiffel è stata l'opera più udace e rappresentativa del XIX secolo. uttavia la tour Eiffel è un simbolo più mplice e più facilmente memorizzabile elle tensostrutture di Monaco. È un mbolo primordiale (fallico) che fa apello alle pulsioni istintuali della vontà di affermazione dell'uomo. Monaco vece produce un effetto più mediato, nostante l'inusualità delle strutture tenli che coprono stadio, palestra, piscina e na di accesso fra stadio e palestra. Certo l'osservatore attento noterà la dimensione gigantesca dei pilastri che, come alberi di un veliero sostengono mediante cavi le « vele » di copertura. Noterà che, da alcuni punti di vista, lo stadio sembra addirittura un vero e proprio vascello, incagliato non si sa bene perché a terra anziché in navigazione per gli oceani come parrebbe più opportuno al senso comune. Noterà inoltre il ripetersi, inusuale come si è già detto, di questi alberi da nave, funi e vele, per tutta la zona dei giochi olimpici fra stadio e piscina. Ma non credo che l'osservatore comune, anche se attento, sarà in grado di realizzare il pazzesco effettivo costo dell'opera: costo inventivo, organizzativo e, naturalmente, economico.

Sarà appunto compito dei mass media (stampa, televisione, riviste specializzate) mettere a fuoco la portata tecnologica delle tensostrutture di Monaco e divulgarne le caratteristiche e gli aspetti inediti. Perciò, comunque venga recepito dall'uomo comune questo « happening », resta il fatto che esso sarà ufficialmente e culturalmente riconosciuto, come del resto è, una notevole conquista della tecnica, ma inoltre, più genericamente e più discutibilmente, come un simbolo di progresso. E con ciò ritorno all'affermazione iniziale che identifica l'idea di progresso sociale con lo sviluppo tecnologico. Questa affermazione va precisata ulteriormente in questo senso: il progresso sociale è, nell'ideologia delle classi dominanti, soprattutto simbolizzato dal realizzarsi della tecnica e della potenza tecnologica e quindi è in ultima analisi questo stesso realizzarsi, coincide con esso nella misura in cui esso lo rappresenta.

ARCHITETTURA E TRADIZIONE ACCADEMICA

L'architettura è un fatto sociale complesso, che coinvolge fattori di diversa natura e difficilmente riducibili gli uni agli altri. I tre famosi parametri di Vitruvio: venustas, utilitas, firmitas, hanno costituito un punto base di riferimento dall'età umanistica ad oggi. In termini moderni essi possono essere tradotti in: forma, funzione, tecnica. La domanda: quale rapporto di necessità lega questi tre fattori? percorre come un filo praticamente ininterrotto la riflessione architettonica, dai trattatisti rinascimentali fino al funzionalismo americano o a quello europeo. Dal rinascimento all'illuminismo il « modello » per la composizione architettonica viene indicato nella natura in quanto ciò che è « naturale » soltanto è armonioso, così come è « naturale » l'accordo armonico musicale teorizzato da Zarlino. Il riferimento dell'architettura alla musica è d'obbligo, in quanto l'architettura, così come gli intervalli musicali, si regge su un sistema di rapporti matematici. E la discussione se l'architettura sia o no da considerarsi inferiore alla musica si ripropone dal Vignola fino a Blondel e a Boullée. Boullée sostiene che l'architettura è privilegiata, in quanto più vicina alla natura delle altre arti. («... rispondo che... io considero arte tutto ciò che ha per oggetto l'imitazione della natura... e che se riesco, come oso credere, a dimostrare che l'architettura, nei suoi rapporti con la natura, è forse ancora più privilegiata delle altre arti, sarà allora necessario concedermi che se l'arte dell'architettura non ha progredito come le altre arti, ciò non deve essere imputato che agli architetti, che ritengo tuttavia scusabili, dopo l'enumerazione da me fatta degli ostacoli che sono stati e sono ancora frapposti alla perfezione dell'architettura... ») (1).

Per Boullée la simmetria, la regolarità dei corpi geometrici elementari costituisce la dignità e l'armonia delle forme e quindi

dei volumi architettonici (« Perché la forma dei corpi regolari si afferma al primo istante? È perché le loro forme sono semplici, le loro facce regolari e che esse si ripetono. Ma poiché la forza delle impressioni che riceviamo alla vista degli oggetti è in ragione della loro evidenza, ciò che ci fa in particolare distinguere i corpi regolari è che la loro regolarità e simmetria sono l'immagine dell'ordine e che questa immagine è quella dell'evidenza stessa. Da queste osservazioni, risulta che gli uomini non hanno potuto avere delle idee precise sulla forma dei corpi, che dopo aver concepito l'idea di regolarità. Dopo aver notato che la regolarità, la simmetria e la varietà costituivano la forma dei corpi regolari, ho visto che questo insieme di proprietà costituiva la proporzione. .... è dimostrato che *la proporzione e l'armonia dei corpi sono stabilite dalla natura* e che, per analogia con la nostra organizzazione percettiva, le proprietà essenziali dei corpi hanno la capacità di colpire i nostri sensi. » (2).

Sembra di ascoltare un Le Corbusier antelitteram (« Le belle forme sono le forme primarie, perché esse si leggono chiaramente... I nostri occhi sono fatti per vedere le forme sotto la luce; il chiaro-scuro rivela le forme; i cubi, i coni, le sfere, i cilindri o le piramidi sono le grandi forme primarie che la luce mette bene in evidenza; l'immagine ne risulta netta e tangibile, senza ambiguità. È perciò che queste sono *delle belle forme, le più belle forme*... L'architettura, che è un fatto di emozione plastica, deve, nel suo campo, ... impiegare gli elementi capaci di colpire i nostri sensi, di soddisfare i nostri desideri visuali, e inoltre deve disporre questi elementi in modo tale che la loro vista risulti per noi evidente...; questi elementi sono elementi plastici, delle forme che i nostri occhi vedono chiaramente e che il nostro spirito misura. Queste forme primarie... agiscono fisiologicamente sui nostri sensi (sfera, cubo, cilindro, orizzontale, verticale, obliqua etc.) e li emozionano. » E ancora « Gli ingegneri fanno dell'architettura, poiché impiegano il calcolo ricavato *dalle leggi della natura*, e le loro opere ci fanno sentire l'ARMONIA. » (3).

Le Corbusier rientra dunque per molti aspetti nella tradizione accademica classica: lancia anatemi contro gli stili e sostiene che bisogna « devignolizzare l'architettura ». Ma le proporzioni armoniche sono ancora, come per il Vignola, quelle « naturali » e, come per il Boullée, sono i volumi regolari (sfera, cono, cilindro) quelli che per empatia sono in grado di emozionarci.

Tuttavia nel frattempo ha avuto luogo la rivoluzione industriale. Il dibattito sugli stili e sulle proporzioni in architettura si trova a confrontarsi con la produzione anonima, sempre più massiccia, di oggetti di serie e di macchine per la produzione di oggetti che sono esse stesse oggetti più o meno complessi, spesso di forma suggestiva e, soprattutto, funzionali rispetto allo scopo cui devono assolvere. Il terzo parametro di Vitruvio, ossia la tecnica, si presenta come l'elemento di condizionamento e di confronto con le forme armoniche, proporzionate secondo natura, della tradizione accademica, « funzionale » diventa cioè sinonimo di « naturale ».

Così Le Corbusier ci dice che il telefono ha la stessa dignità del Partenone, e che le navi sono le più belle, le più pratiche, le più economiche abitazioni: esse sono delle macchine dove si vive confortevolmente, sono anzi le « machine à habiter » per eccellenza, cui l'architetto moderno deve ispirarsi per le proprie costruzioni.

La tecnica della produzione industriale impressiona la mente degli architetti secondo un duplice aspetto; quello della funzionalità e della razionalità rispetto allo scopo (che diventa perciò la nuova legge di natura dell'uomo) e quello del risultato formale inedito, carico di una sua propria bellezza ed espressività, confrontabile con quella « naturale » accademica.

Così l'ammirazione di Le Corbusier è per l'organizzazione funzionale della vita che si svolge su di una nave, dove i servizi sono centralizzati (« Insieme a me, il mio cameriere provvede ad altri 20 viaggiatori. Al mio servizio ho perciò *un ventesimo di cameriere*. Come si abbassa il costo della vita! ») (4), e, d'altra parte, è anche per i « partiti stilistici » tipici delle navi: oblò, ponti per « promenades architecturales », finestre a nastro.

Nelle prime lussuose ville di Le Corbusier, come ad esempio la villa a Garches per il fratello di Gertrude Stein, questi partiti stilistici vengono adoperati soltanto per analogia con l'organizzazione funzionale di una nave. Tuttavia Le Corbusier non abbandonerà mai l'elaborazione del discorso funzionale-organizzativo (a livello architettonico – tipologie edilizie – e a livello urbanistico) che caratterizza del resto tutto il razionalismo europeo.

Per il movimento moderno le tipologie edilizie sono strettamente legate agli standard e gli standard sono un sistema universale di misurazione delle funzioni. Si potrebbe quasi dire che gli standard sono per il movimento moderno quello che il sistema numerico delle proporzioni era stato per la tradizione accademica. Soltanto ciò che è funzionale (leggi: armonico, proporzionato secondo dimensioni standard) è bello. Ma cosa significa funzionale? È funzionale per esempio ogni soluzione che risolva i problemi posti dall'industrializzazione, dall'inurbazione e dalla massificazione della società, con minimo spreco possibile e con il massimo potenziale produttivo. Gli standard traducono in cifre i bisogni spaziali quotidiani dell'uomo. Quali sono questi bisogni? Quelli che gli permettono di sopravvivere, in quanto essere biologico, nell'era della meccanizzazione e dell'industrializzazione.

« In quanto essere biologico » piuttosto che in quanto essere sociale. Vale a dire in quanto animale che si muove fra le macchine con la stessa naturalezza con cui un leopardo si muove nella giungla. Le macchine sono la sua nuova giungla, oscura e pericolosa ma anche, a guardar bene, di fantastica bellezza, ed egli, in mezzo alle macchine, deve assolvere ad alcune funzioni « naturali » e « biologiche »: lavorare, abitare, circolare, divertirsi.

Ma l'accettazione nella « naturalità » del sistema capitalistico industriale comporta un prezzo: la rimozione cioè della considerazione della specificità del sociale, dell'estensione dei problemi materiali che ne sottendono la struttura e dell'interazione simbolica che la esprime. (Per specificità del sociale intendo quell'insieme di norme, valori e divieti che caratteriz-

no una cultura. Per problemi materiali tendo l'organizzazione economica del stema capitalistico di produzione che termina la conflittualità delle classi. r interazione simbolica intendo non ltanto i diversi linguaggi del comrtamento sociale, ma anche i diversi nguaggi colti (artistici e scientifici) che mbolizzano ed esprimono una data cultra).

uesta rimozione si esprime attraverso i sintomi ben precisi: da un lato, e si è già visto, attraverso il funzionalino, ossia attraverso l'organizzazione delfunzioni secondo un criterio di « razionalità » e di « armonicità naturale » atta conciliare i parametri della utilitas e lla venustas. Dall'altra attraverso l'esalzione del parametro della tecnica che, quanto processo funzionale e razionale r eccellenza, si collega naturalmente n il parametro della bellezza, diventano per ciò stesso un simbolo di perfezione e di progresso.

esplorate, al di là dell'ottica del funonalismo e della motivazione tecnologi, restano la regione del sociale (stratiazione in classi destinate a ruoli e odi di vita diversi) e della sua organizzione produttiva, e inoltre, la specificità complessità del linguaggio che la prime.

SPERIMENTAZIONE MORFOLOGICA

tensostrutture di Monaco, in quanto ticizzazione di un raggiungimento tecni- e in quanto inserimento della ricerca orica entro un preciso campo ideolo- o (ricerca tecnologica = ricerca del zionale e del funzionale; e quindi: proesso tecnico-scientifico = progresso ciale) costituiscono un fatto negativo e iticabile. Esse ripropongono infatti in ala macroscopica, nelle versioni celerative ufficiali e nelle intenzioni del mmittente, tutti gli equivoci del funonalismo di cui si è parlato prima. ttavia sarebbe sciocco e azzardato ndannare, per via di questi equivoci, ricerca tecnologica in se stessa. È tteggiamento che guida la ricerca e n la ricerca in sé che può essere più o eno accettabile, più o meno condannale. Per esempio la ricerca tecnologica presa in una certa accezione, ossia in anto ricerca morfologica sperimentale, è la negazione dei parametri del funzionalismo e in quanto tale costituisce una alternativa alla sclerotizzazione disciplinare. Ciò che essa indaga sono le leggi di conformazione della materia in vista di certi risultati spaziali. La natura e le sue leggi sono la fonte inesauribile di studio e di ispirazione, ma in questo caso la « natura » è qualcosa di molto diverso dalla « natura » della tradizione classica accademica e da quella del funzionalismo. Qui l'atteggiamento verso la natura è di tipo scientifico, sperimentale in tanto in quanto non aprioristico, e tuttavia finalizzato alla determinazione e utilizzazione delle forme naturali. « Poiché per la scienza, le forme sono ciò che sono: le possibilità spaziali della natura, innumerevoli certo, ma non prive di leggi. L'immaginazione, la nostra facoltà di vedere, sono lungi dal poter esaurire queste possibilità, che sono contenute tuttavia entro certi limiti, contro i quali la stessa natura è impotente, in quanto essi costituiscono la Natura delle cose » (5).

Se facciamo eccezione per Fuller, il cui sperimentalismo si inscrive in una visione filosofica del tutto originale, le parole di D. G. Emmerich sopra citate possono riferirsi a tutta la corrente della ricerca morfologico-strutturale, a partire da Robert La Ricolais fino a Frei Otto. Sia in Le Ricolais che in Frei Otto per esempio, la figurazione e il calcolo di nuove possibili strutture, parte da un attento studio di fenomeni naturali come la tensione superficiale delle pellicole di soluzione saponosa, o come la configurazione strutturale di alcuni organismi marini (i radiolari). Queste nuove possibili strutture sono in genere svincolate da determinazioni d'uso. Il che non significa che queste strutture non sono usabili: al contrario, una volta stabiliti i vantaggi che esse offrono (leggerezza, economia di materiali, capacità di coprire grandi luci), il designer potrà valutarne l'uso più adatto. Del resto è tipico di tutti i morfologi-strutturisti il carattere generico da essi indicato per la destinazione dei loro prodotti; a volte la divaricazione fra le possibilità d'uso indicate e le attuali richieste funzionali del mercato (oltre che le sue capacità produttive immediate) è talmente forte, che le proposte dei designers sconfinano direttamente nell'utopia.

Utopistiche sono le cupole geodesiche di Fuller climatizzanti una città intera (vedi la sua proposta per Manhattan), così come le sue città tetraedriche (flottanti o no). Utopistico è lo sky-rail di Le Ricolais, con luci di 500 m e istituzione di una rete aerea di percorsi urbani; nonché il suo sistema di viabilità Trihex. Utopistiche, infine, sono le serre pneumatiche di Frei Otto, che climatizzano chilometri quadrati di coltivo. Ma, poiché si tratta di estrapolazioni parzialmente fondate sul calcolo, sarebbe forse più appropriato parlare di anticipazioni riguardanti possibili usi di possibili strutture in un futuro non ben precisato, piuttosto che di utopie vere e proprie. Manca infatti in tutte queste proposte (sempre forse eccettuando Fuller, per cui occorrerebbe un discorso a parte) quel messaggio di stupefatta ammirazione e di totale abbandono fantastico verso un assetto fisico-spaziale del mondo completamente astratto dalla situazione presente. Questo atteggiamento utopistico di tipo emotivo presuppone un rovesciamento completo della realtà vissuta (cito come esempio la città futurista di S. Elia o la « Plug-in City » degli Archigram) e, in quanto desiderio ed espressione di radicale cambiamento dai modelli funzionali esistenti, si collega paradossalmente (attraverso alla negazione) alla logica del funzionale e della razionalità-rispetto-allo-scopo che vorrebbe superare. Poiché, come dice Emmerich: « Il razionalismo, in quanto teoria architettonica, ha posto dei problemi senza ottenere risposta. Ha confuso difatti i fenomeni vitali con quelli circolatori in un vano tentativo di reificazione, che, spinto all'estremo, porta ad identificare l'urbanismo con l'astrazione visionaria, e l'architettura con l'apparecchio sanitario – vale a dire l'uomo con i suoi intestini. » (6). A questa accezione di funzione Emmerich contrappone quella che nasce dalla ricerca strutturale sperimentale. « ... se proprio si vuole, nonostante tutto, impiegare l'espressione " funzione ", sarebbe necessario intenderla in una accezione più vasta, come un insieme di proprietà permanenti e possibili – dei qualsiasi fattori determinanti – che rapportati in una struttura e sotto l'effetto di un campo di forze generano una forma. È chiaro qui che funzione non significa sol-

tanto destinazione o uso, tanto più che una funzione può essere soddisfatta da forme differenti, e inversamente più funzioni possono essere soddisfatte da una stessa forma. » (7).

È proprio questo diverso concetto di « funzione » e di funzionalità che guida la ricerca morfologica sperimentale. In essa la funzione diventa elemento essenziale se intesa come principio organizzatore « interno » anziché esterno alla forma stessa. La materia costruita va esplorata evidenziandone le leggi organizzative le quali non nascono tanto dalla sua destinazione o dalla sua acquisizione d'uso, quanto piuttosto dalla sua coerenza morfologica nell'ambito delle leggi della « natura » in quanto per gli strutturisti la morfogenesi del design è analoga a quella della biologia e degli organismi naturali. Non a caso infatti ricorre la citazione di biologi come D'Arcy Thompson o Monod-Herzen (mi riferisco qui in particolare a Le Ricolais), o il riferimento alle leggi della cristallografia e dell'aggregazione della materia in cristalli secondo determinate leggi di simmetria.

Non è qui il caso di discutere le diverse linee di pensiero degli strutturisti (8) che ovviamente, pur partendo da alcune premesse comuni, si differenziano poi nello sviluppo e applicazione di questi principi. Ciò che interessa rilevare è che gli strutturisti ripropongono alcuni parametri tradizionali dell'architettura in termini nuovi. Non si tratta tanto dell'atteggiamento sperimentale ingegneresco che in fondo è sempre esistito e che, come ha messo in rilievo il Giedion in « Spazio tempo e architettura », ha accompagnato tutta l'architettura eclettica del secolo scorso. Si tratta piuttosto di un diffuso sentimento di insofferenza verso i moduli tradizionali dell'architettura e di un tentativo di approccio originale, che implica, tutto sommato, una nuova definizione del linguaggio architettonico. Non sempre la formulazione di questa esigenza è chiaramente espressa: a volte è soltanto implicita e deducibile per accenni o per il significato indiretto della ricerca, ma in alcuni casi (vedi per esempio Emmerich) è chiaramente teorizzata. In Fuller la teorizzazione procede addirittura di pari passo con la ricerca, questa è giustificata da quella e viceversa. Anche se, come ho già detto prima, Fuller costituisce un caso a sé per la complessità ed estensione del suo « sistema » filosofico (9). Esso infatti da un lato pretende a una ricomposizione globale di tutti gli aspetti della realtà, non diversamente da certe soluzioni già offerte dal funzionalismo. Ma, d'altra parte, le coordinate principali di questo « sistema » lo definiscono come profondamente antitetico al funzionalismo, sia perché, come dice Fuller, le vere funzioni non sono quelle di immediata evidenza, bensì quelle « invisibili » di coordinamento strategico delle risorse mondiali, sia perché il design di Fuller, nel suo approccio di indagine delle leggi naturali, si propone la messa a punto di sistemi statico-costruttivi (le cupole geodetiche e i sistemi sinergetici tensegrali) del tutto svincolati da finalità di ordine distributivo-funzionale.

Un ulteriore significativo apporto allo strutturismo è dato dal pensiero di A. Neumann (10). In modo relativamente analogo a Fuller, Neumann parte dallo studio della suddivisione geometrica dello spazio e del « close packing » ossia delle possibilità di accostamento di solidi geometrici in configurazioni compatte. Ma l'attenzione di Neumann è focalizzata, piuttosto che sul « sistema » delle leggi naturali (e sulla funzione metabolica dell'uomo sulla crosta terrestre), sul sistema semiotico del linguaggio architettonico. In modo volutamente provocatorio, Neumann definisce l'architettura come ornato a tre dimensioni. Lo slogan di Adolph Loos: « L'ornato è delitto » si capovolge in: l'ornato è significativo in quanto linguaggio spaziale bidimensionale-piano (ornato tradizionale) o tridimensionale-volumetrico (architettura).

L'ornato bidimensionale è originato dalle leggi di simmetria: « ... È un gioco di rotazioni, traslazioni, riflessioni e inversioni... » dove si verifica una certa associazione fra significato e forma, ma dove « ... fra i due fattori che determinano l'ornato, forma astratta e associazione di significato, la prima è di gran lunga la più stabile... Nell'architettura tridimensionale la cosiddetta funzione corrisponde al significato nell'ornato bidimensionale. Il principio di divisione dello spazio *è più costante* che non le funzioni, che sono intercambiabili. La morfologia di un oggetto non ha niente a che fare con il suo uso, con ciò che viene chiamata funzione ». (11).

Da questi brevi accenni risulta evidente il punto di tangenza fra il pensiero di Neumann e quello di Emmerich: e cioè la proclamata indipendenza fra forma e funzione. Particolarmente interessante inoltre è l'affermazione di Neumann riguardo alla relativa invarianza delle forme linguistiche (in questo caso ci si riferisce a un linguaggio spaziale) in rapporto al variare del significato, ossia al contenuto, ossia alla funzione (12). È questo infatti il punto centrale implicito nel lavoro degli strutturisti e che lo rende degno di discussione. Esso presume infatti la considerazione dei fatti spaziali e la loro organizzazione in quanto scienza, secondo leggi relativamente autonome dal processo storico di organizzazione sociale. Il tentativo del movimento moderno: leggere una corrispondenza immediata fra organizzazione dei fatti sociali e organizzazione di quelli spaziali-architettonici viene qui negata. L'interesse, come si è visto, si sposta sulla morfologia spaziale in quanto scienza autonoma.

SCIENTIFIZZAZIONE DEL SAPERE E MEDITAZIONE STORICA

Come valutare l'atteggiamento conoscitivo degli strutturisti? In che cosa è attuale e quanto à valida la critica che, più o meno esplicitamente, essi muovono al funzionalismo? Per esempio il parametro della tecnica, che ha giocato un ruolo così importante per il funzionalismo, tanto importante da assurgere a feticcio di un'epoca e a simbolo di progresso, non è forse nuovamente posto al centro dell'attenzione degli strutturisti, e quindi nuovamente mitizzato come elemento centrale al fatto architettonico? E inoltre: se rimproveriamo al funzionalismo la leggerezza e l'improvvisazione con cui ha affrontato le questioni sociali poste dall'industrializzazione, come andrà valutato un atteggiamento come quello strutturista che tralascia completamente di occuparsi di questi problemi sostenendo che, non soltanto essi non sono di sua pertinenza, ma addirittura costituiscono un vero ostacolo all'invenzione di una qualsiasi struttura architettonica?

Torniamo per un momento a Le Cor-

busier. Nella sua visione architettonica è prevista l'organizzazione totale della nuova società industriale sul territorio: dalla cellula base di questa società, la famiglia, aggregata in nuove adeguate tipologie funzionali, come le « Unités d'habitation » o gli « Immeubles villas », alle concentrazioni della popolazione sul territorio secondo tre tipologie funzionali all'esplicazione di tre diversi tipi di attività economico-sociale e cioè: la città concentrica degli scambi, la città lineare industriale, l'unità di sfruttamento agricolo. L'ordine spaziale-architettonico entro cui si svolge la vita della famiglia si allarga fino a diventare ordine urbano e territoriale. Non soltanto la famiglia quindi, ma la società tutta fruisce di questo ordine spaziale che d'altra parte è tale proprio perché e nella misura in cui, riflette un'ordinata distribuzione delle classi sociali sul territorio, funzionale a un'armonica crescita economico-produttiva.

Il successo del risultato spaziale-architettonico rimanda a quello organizzativo-sociologico; è implicita fra i due termini una trasparenza assoluta. Come in certi quadri di Magritte, l'artista « ritaglia » un pezzo del paesaggio esterno, che egli vede al di là dei vetri, e vi sovrappone il suo lavoro di pennello, perfetto al punto da sembrare « naturale » o da adattarsi perfettamente al paesaggio naturale. Ma cosa è vero e cosa è falso? Il paesaggio percepito o quello disegnato? Oppure sono falsi tutti e due, immersi come sono in una ambigua situazione di rimandi?

Il grandioso sistema architettonico di Le Corbusier, che per un attimo poteva sembrare perfettamente in accordo con una certa immagine del paesaggio sociale dell'epoca, risulta oggi irrimediabilmente astratto e inverificabile. La pretesa totalizzante conoscitiva dell'artista è fallita di fronte all'impossibile compito di una lettura globale soggettiva della realtà.

Ammettere questa impossibilità, rinunciare a una lettura globale soggettiva della realtà, significa prendere atto della progressiva scientifizzazione del sapere che caratterizza l'attuale società capitalistica. Significa inoltre prendere atto che questa scientifizzazione comporta anche e innanzi tutto una divisione del sapere, che si accompagna alla divisione del lavoro sociale. L'atteggiamento conoscitivo degli strutturisti rifiuta, come abbiamo visto, ogni semplificatoria corrispondenza fra forma e contenuto, fra organizzazione spaziale e organizzazione sociale, producendo con ciò una spaccatura nella classica terna dei parametri che, da Vitruvio in poi, hanno definito l'architettura. Ponendo fra parentesi utilità (destinazione utilitaria definita) e bellezza, gli strutturisti si affidano alla ricerca tecnologico-scientifica per individuare possibilità spaziali inedite mediante l'uso di tecnologie avanzate. Ma, pur privilegiando in assoluto il parametro della tecnica, essi ne delimitano contemporaneamente il campo di applicazione ai fatti spaziali. Il dominio del sociale, della sua struttura economica e di quella linguistica, esulano dall'arco dei problemi affrontati e per ciò stesso, proprio perché non si pretende a una competenza in questi campi, se ne riconosce implicitamente il diritto ad una strutturazione autonoma.

L'architettura con la A maiuscola, la disciplina umanistica di cui si è occupata la meditazione accademica da Vitruvio a Vignola, a Boullée e infine a Le Corbusier (tanto per tenermi agli autori citati) si dissolve in approcci diversi e parziali, incapaci, se presi uno per uno, di restituirci il fenomeno in tutta la sua complessità.

L'industrializzazione a la massificazione della produzione hanno allargato il dibattito dal monumento singolo alla città e al territorio. La divisione del lavoro e la scientifizzazione del sapere hanno frantumato questo dibattito inscrivendolo in blocchi diversi del sapere. L'apporto della morfologia strutturale costituisce una presa di coscienza del sovvertimento dei tradizionali parametri accademici e della impossibilità da parte del soggetto di gestirli tutti all'interno di un medesimo piano logico. Ma se questa operazione è per un verso indispensabile e demistificatoria in quanto comporta la liberazione da ogni falsa ideologia totalizzante (ossia in quanto critica della cultura elitaria umanistica) resta d'altra parte vero che il collegamento fra i diversi blocchi del sapere a livello scientifico (riflessione epistemologica delle singole discipline provocata da interrogativi di ordine globale) e inoltre, il collegamento fra questi blocchi e l'esperienza quotidiana della realtà a livello esistenziale (per una gestione collettiva della scienza, in favore della società tutta) costituisce una necessità ed un problema aperto, che è poi il farsi della nostra storia.

Questa storia non è una facile estrapolazione dei dati che offre la situazione presente, essa « ... non può essere pensata nella sua pienezza se non in un modo che superi sempre quel che si può legittimamente richiedere al rigore scientifico, ma che riguarda ciò che in noi v'è di essenziale. A questo sforzo di ricostruire nello spessore di un discorso tutto ciò che si fa, non perdendo mai di vista quanto è stato acquisito agli altri livelli, noi diamo il nome di meditazione. » (15).

Le tensostrutture di Monaco sono, in questo senso, un'occasione di meditazione storica, sia per l'ideologia reazionaria che le ha promosse (identificazione del progresso sociale con lo sviluppo tecnologico) sia per una giusta valutazione dell'apporto tecnico-scientifico che ne ha permesso la realizzazione.

MARIA BOTTERO

NOTE

(1) Boullée: « Essai sur l'art », ed. Herman, Paris, 1968, p. 59.

(2) Cit., pp. 63, 64.

(3) Le Corbusier: « Vers une architecture », ed. Vincent, Fréal & Cie, Paris, pp. 7, 8.

(4) « Le Corbusier. Documenti d'arte contemporanea », ed. Rosa e Ballo, Milano, 1945, pp. 63, 64.

(5) David George Emmerich: « Cours de géométrie constructive. Morphologie », ed. Centre de diffusion de la grande masse, Paris, p. 14.

(6) Cit., p. 15.

(7) Cit., p. 15.

(8) Sia chiaro che non esiste una scuola vera e propria cui appartengono gli strutturisti. Lo stesso termine « strutturisti » non designa alcun gruppo specifico; lo uso io in questo articolo, piuttosto arbitrariamente, riferendomi ad alcuni personaggi isolati le cui ricerche, sebbene in campi diversi, sono a mio parere riconducibili a un medesimo atteggiamento conoscitivo.

(9) Per una più approfondita informazione rimando al mio articolo « Astrazione scientifica e ricerca del concreto nell'utopia di B. Fuller », in Zodiac, 19, 1969.

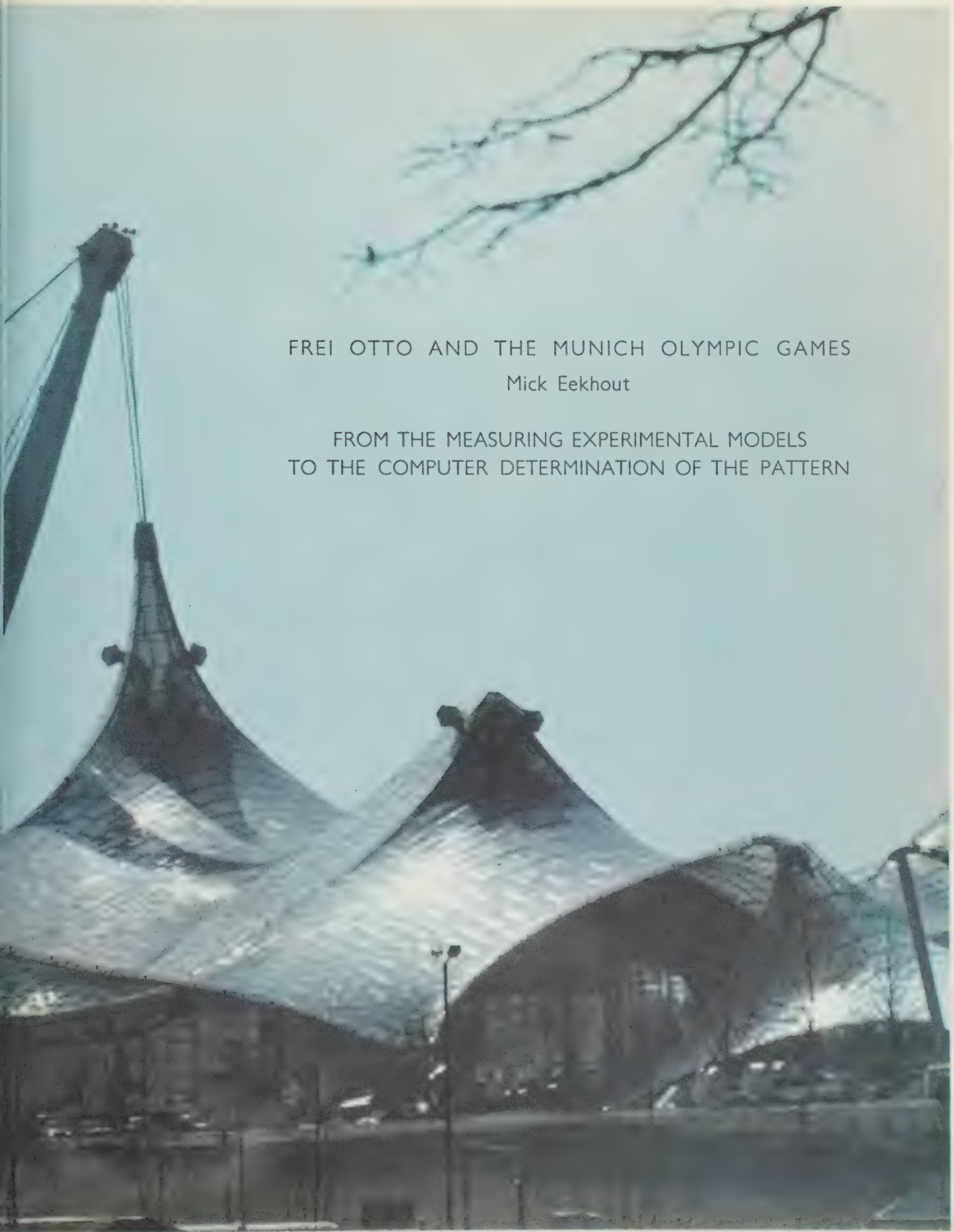
(10) Articoli e opere di Alfred Neumann sono stati pubblicati in Zodiac, 16 (1966) e in Zodiac, 19 (1969).

(11) Alfred Neumann: « Architecture as Ornament » in Zodiac, 19, 1969.

(12) L'invarianza delle forme linguistiche rispetto al variare dei contenuti è una tesi fondamentale dell'antropologia strutturale di Lévi Strauss. « In antropologia come in linguistica il metodo strutturale consiste nello scoprire forme invarianti all'interno di contenuti differenti... ». La ricerca dell'invarianza formale è giustificata in Lévi Strauss dallo studio della funzione simbolica del linguaggio che consisterebbe essenzialmente nell'imporre forme a un contenuto. La funzione simbolica, in quanto attività inconscia dell'uomo costituisce l'invariante strutturale e quindi formale che soggiace a usanze e istituzioni diverse.

(13) Lucien Sebag: « Marxismo e strutturalismo », ed. Feltrinelli, Milano, 1972, p. 253.



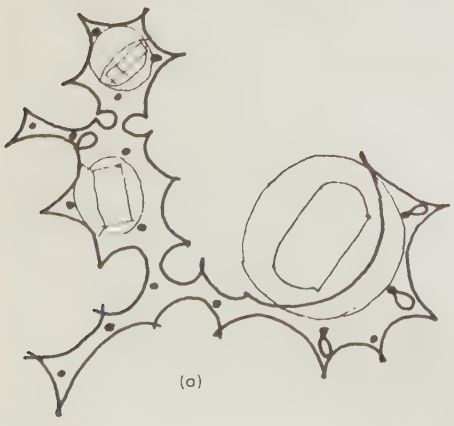


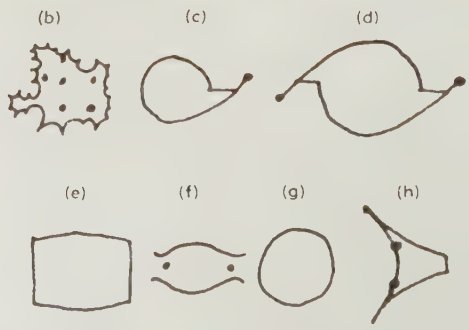
FREI OTTO AND THE MUNICH OLYMPIC GAMES

Mick Eekhout

FROM THE MEASURING EXPERIMENTAL MODELS TO THE COMPUTER DETERMINATION OF THE PATTERN

1





2

1. *Competition proposal of Behnisch & Partners built in the same principle as the Montreal pavilion: masts under net surfaces;* **2.** *Comparison of known cable net structures in size: (a) Munich; (b) Montreal; (c) Tokyo; (d) Tokyo; (e) Stokholm; (f) New Haven Yale Uni.; (g) Raleigh North Carolina; (h) Melbourne.*

TORY OF THE COMPETITION PROJECTS

Nowadays, the German research on ghtweight structures of large spans, specially on cablenets, has been con-entrated in Stuttgart. Two things strike he eye: the execution of the cable net oofing for the Olympic Games '72 in Munich, running since 1967, and the oundation in 1970 of a special research eam of 14 different institutes for theo-etical, or at least indirect practical re-earch. The combination of these two romising developments, bearing witness f a typical Teutonic tackling, was the asis for the following article.

On April 26th 1966 the Internationl Olympic Committee officially chose Mu-ich, the capital of Bavaria, Western Germany to host the XXth Olympic Games in 1972.

The most important happenings should ake place on the Oberwiesenfeld, a form-r airport and destined for recreation f the city. With its size of almost three quare kilometers, it offered an unique pportunity for the inhabitants to get heir recreation area and for the Olym-ics to happen only a few kilometers rom the centre of Munich.

The decision of the adjucational panel n the 102 designs submitted for the buildings of the XXth Olympic Games was announced on 13 october 1967. The anel announced that the architects Beh-isch & Partners had received the first rize for their design and that the ad-ucators recommended this design be made the basis for further development f the architecture for the Olympics.

The integration of the athletic facilities nto the landscape as called for in this project, was a particulary convincing aspect. What once was a flat landing field should become a sculptured land-scape into which the various athletic fields are almost playfully integrated. At first glance the design — with the excep-tion of the roof — seems to represent a simple project. However, many technical problems had to be solved, but the tent roof formed the most troublesome part of the entire project.

The adjucational panel expressed its feelings about the tentroof as: « ... The biggest problem of the design is the tent-roof construction... » [ref. 1]. *It was doubted if in this case the same construc-tion method as in the German pavilion for the '67 Expo in Montreal had to be followed. At this point the panel was simply unable to render an unequivocal vote. This fact in turn led to months of grappling over whether this project or one submitted by some other prize win-ner could be implemented on a more economical basis, without lessening the architectonical value of the overall con-cept.*

The profs. Leonhardt, Rüsch and Bur-khardt judged the competition roof of 14 December 1967:

« It should not be impossible to build the roof in the proposed shape. The expe-riences of Montreal show however that such a structure is expensive. Even when one takes into account that the gained experience is an advantage to start with, the proposed execution together with a, for the user, useless big roofing area, surely will lead to an uneconomical so-lution, both for investment and for main-tainance. Besides, the proposed roof at-tracts a number of technical difficulties (water drainage, snow and ice sliding, wind load, etc.).

That's why it is not sensible for technical and economical reasons to build the roof in the proposed form and size, especially now the adjucational panel noticed that the architectural concept is not influenc-ed by leaving out the continuous roof. We do not recommend to take the so-lution proposed by the first prize winner without looking for real alternatives for the tentroof, as a start for further plan-ning .» [ref. 3]

The architects ended their formal studies for the roofing at the end of February 1968. A number of investigations shows point — supported roofs with reduced surfaces; other proposals show shells, pla-tes and beams, space structures (MERO - elements) and hanging roofs in closed systems of individual buildings. This last proposal was developed from the design of the third prize winner, assisted by the engineers Leonhardt + Andrä. It seemed technically realisable but only the single buildings were covered, and not also the space in between.

A further proposal was done by the profs. Kupfer and Gattner. They took a cable net structure with more pylons, more curvature, and covered it with a timber shell, which gives the surface a certain shear rigidity to get a better load trans-mission and therefore less deformations. Because of the stiffness of the timber shell, the pretension of the cable net could be less. Besides, timber inhibits oscillations. (Because of that reason Da-vid Jawerth, Stockholm, proposed in november 1967 a further development of the original design applying his own characteristic form of construction ele-ments).

The proposal by Kupfer and Gattner convinced a committee of experts at the end of February 1968. The Olympic Building Company (the developers) chose the timber shell cable net as well as the individual hanging roofs for further development, to have at least one exe-cutable solution worked out.

In the projects of the individual hanging roofs, the gymnasium was to be covered with an hyperbolic paraboloidal surface. The other part of the roofing consisted of a closed covering ring in the form of a saddle shape. To cover all grandstands in a closed system was believed to be much cheaper (especially now there is a

The dimensions of the competition roof are sketched in figure 2 in order to compare the projection surface with a number of executed examples [*see further ref. 2*]. The competition roof is a point - supported structure like the roof of the German pavilion in Montreal, which was built by Rolf Gutbrot, Frei Otto and Fritz Leonhardt, and like the roof of the Sydney Meyer music hall in Melbourne. The other examples are edge - supported. (The first three structures have free edges).

Kenzo Tange designed for the Olympic Games in Tokio '64 a swimming arena and a gym-nasium, the most important sculptured build-ings, as a combination of edge — and point — supported hanging roofs. The roof of the German pavilion in Montreal had to cover an exhibition surface of approximately 7,300 sqm for two years. The highest pylon had a length of 38 m; the distance between the pylons is 37 m. The steel cable net was spanned between pylons and anchorages; under the net a plastic foil was hung to cover the area. The costs of the construction were said to be 460,— DM per sqm.

(Last year the Expo terrain was alleged to have attracted more visitors than Disneyland, California. Part of the reason for its continuing popularity can no doubt be put down to the lacy tent structure of Uncle Frei, now serving as a pavilion for children. The tentroof itself has not been touched, but the interior proof of Teutonic technology has been replaced by slides, sandpits, climbing frames and all the apparatus for a children involving total en-vironment.)

The Sydney Meyer music hall has an open roof and the same function as the stadium roof in Munich. An edge cable spans the 55 m distance between the two pylons. From the edge cable to the back of the stage hangs the steel cable net covered with plywood. This construction was designed in 1957 by B. Patton. When we compare now the buildings in Mont-real and Melbourne with the Munich design, we see differences in both function and di-mensions. The first two are only intended as a protection agaist bad weather.

However, half of the Munich covering, the gymnasium and the swimming arena, required protection against wind, warmth insulation and for a part even a vapourtight roof in order to be used during winter as well.

The sizes are a multiple of the known examples. The biggest edge cable in the stadium is about ten times as long as the longest in Montreal and the anchorage forces are more than 30 times as high.

chance that the eastern part of the grandstands are roofed for the '74 World championships Football.)

It was as late as the first of March 1968 that Behnisch & Partners got the commission for the Oberwiesenfeld project, but still with the exception of the roof. After another proposition by Frei Otto, who lowered the cable net and introduced guy cables running from the top of the pylons to several points in the cable net fields to support it on more places, (figs. 3+4+5) *the adjucational panel conferenced again in the beginning of june '68:*

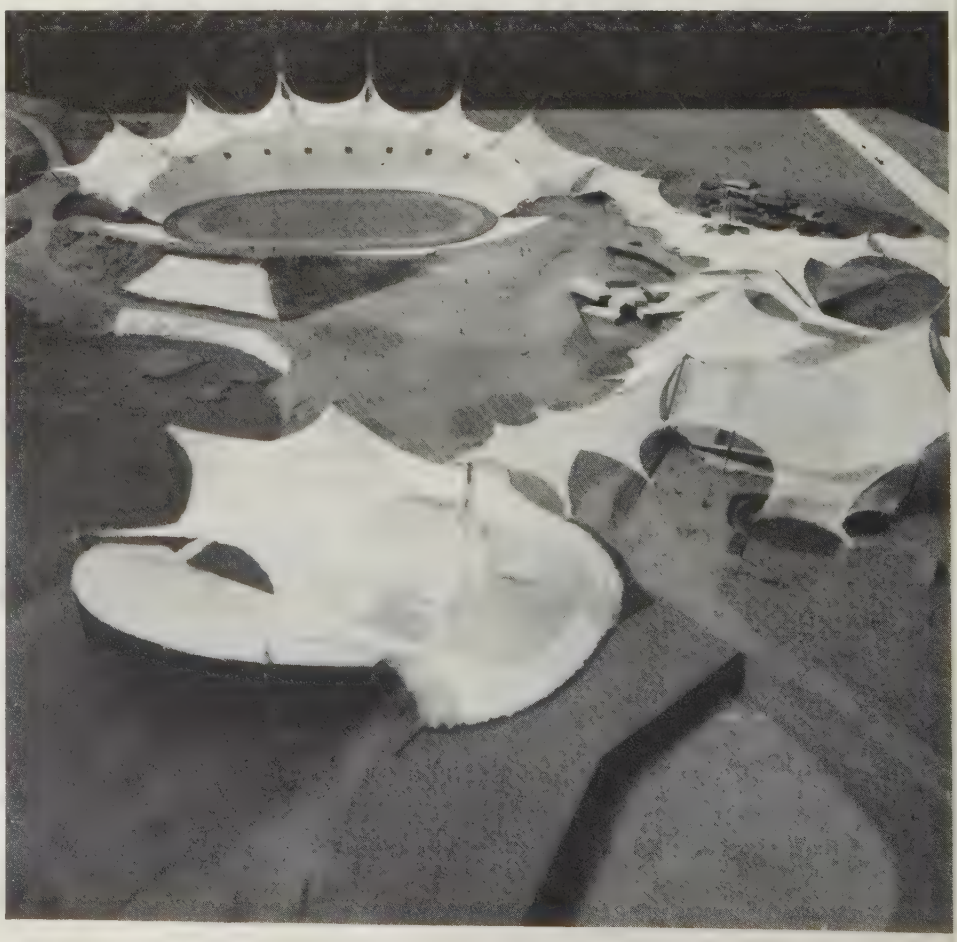
« The comparison of the continuous roofing and the individual roofs confirms to our opinion that the advantages of the architectural concept of the first prize winner are independent from the choice of roofing. However, it has been clearly shown that the basic ideas of the design are (in a very convincing way) underlined and hightened, while this is not reached in case of the separate roofing of individual buildings. Both the spatial packing around the central forum plateau, and the relation with the landscaping and with the strongly influencing television tower is in case of the continuous roofing much stronger than could ever have been in case of the separate roofs.

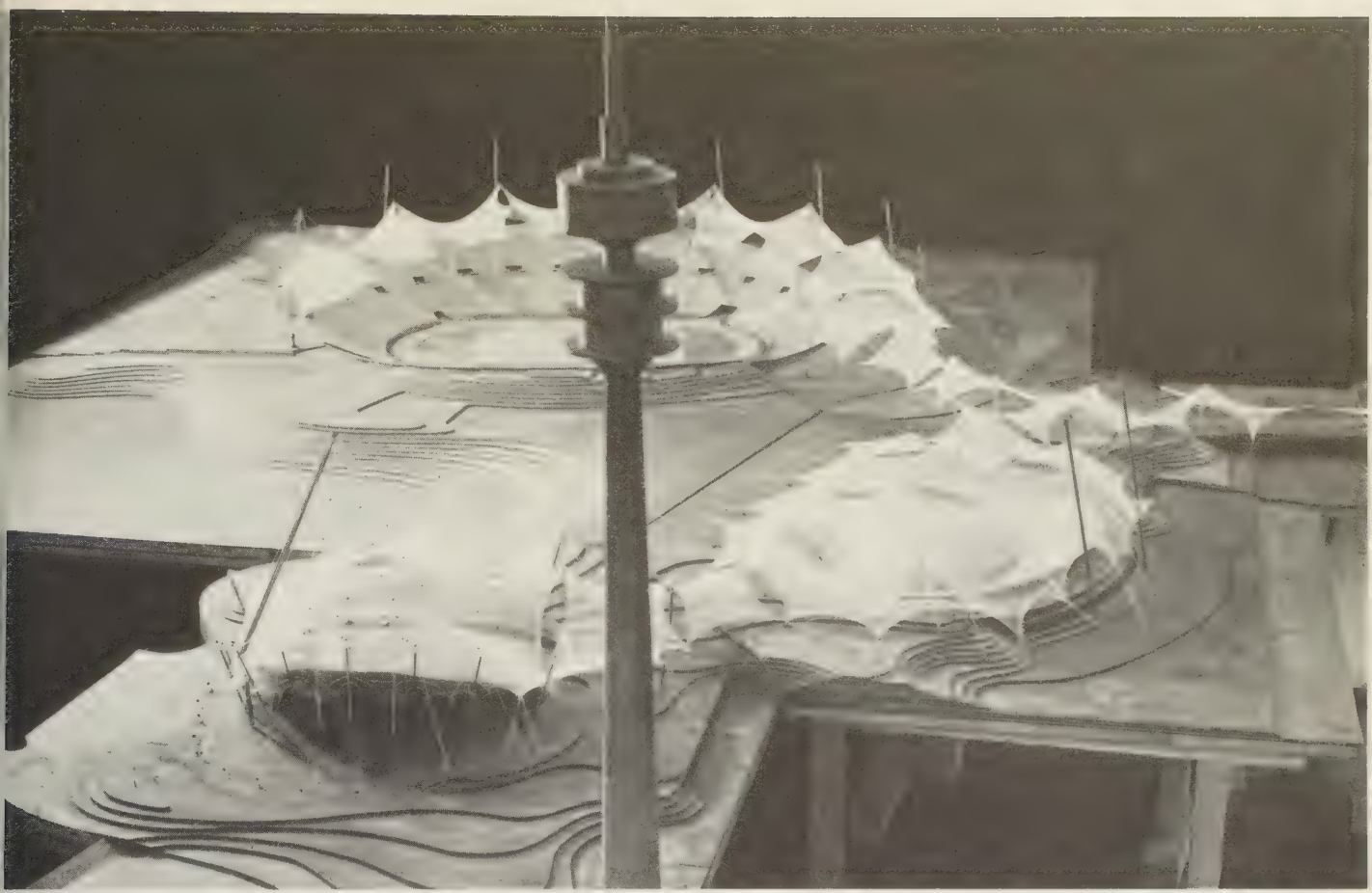
Also it forms better a counterweight against the masses of the Olympic village than the roofing of individual buildings. On these arguments the adjucational panel is of the opinion that the socalled ' tent roof construction ' is unequivocally preferable... » [Ref. 4]

The decision of the roofs was rendered on 21 June 1968 and even then failed to calm the worries, doubts and criticisms which had a very strong and exeedingly persistent influence on the design phase prior to and during the execution of the major adjucation. Concrete, timber and steel contractors are not the only ones who appear to have fallen into a clinch with one another. Even the steel contractors who are accustomed to calculate their structures according to weight, had objections to what was practically an inversion of the usual relationship of delivery weight and engineering application. More weight, more profit, it clashed with the ideas about using minimal energy for material and labour, of Frei Otto, which in fact was the starting point for the development of cable net structures in Europe.

The cardinal question as to whether the tentroof should be constructed, was again earnestly discussed at the board of directors meeting on 18 August 1968. How-







5



6

ever, in the meantime the completion date of August 1972 began to loom so close on the horizon that preliminary decisions had already been made on many points; above all, the construction work had to be started, running parallel with the design work and calculations. The difficulties arising from this state of affairs in past, still exist today. But the work continued.

« OVERALL ARCHITECTURAL DESIGN CONCEPT »

[ref. 5 and 6]

1. *crossing point of two main wandering roads east - west running canal from Nymphenburg to English Garden between Kleinhesseloher Lake and Nymphenburger Lake radiation on the surrounding residential area and possibility for sanitation of these areas;*

2. *modelling of landscape; completion and improvement of rubbish hill; completion of earth - modelling on the northern part;*

3. *starting situation available elements: plain, hill, canal, television tower, ice - sporthall northern plain: 1.5 × 2.5 sqkm;*

4. *damming of the Nymphenburger Canal to become an artificial lake;*

5. *traffic structure; public local traffic and individual traffic; living area and shops; public buses, resp. « park and ride » parking; television tower and sporthalls; private and public buses, resp. parking possibilities for hillvisitors; main pedestrian connections;*

6. *creating green strips as the required connections making use of home trees; guiding tree: linde (the avenue tree of Munich). The Nymphenburger Canal accompanied by river plants;*

7. *buildings university accommodation and villages area in two inlets sawtooth form of the dwellings continues into the green plant the buildings of the central sport accommodation dominate the plain of the sportplaces; the sportstadia in the southern part are modelled in the landscape itself;*

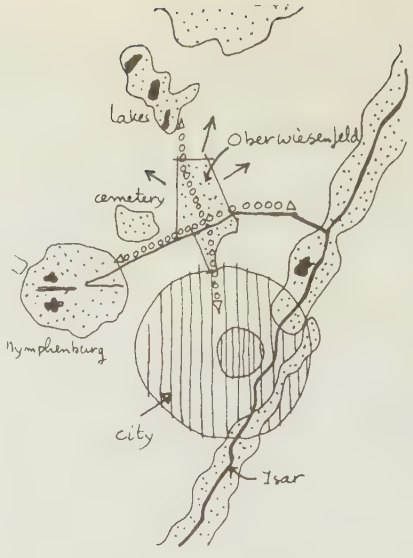
8. *dissolving the pedestrian plains, necessary for large meetings in good direct paths of normal width, plus narrow sidewalks for contemplative people and « individual » paths, indestructible lawns for many people to walk on (barrier features are in the terrain itself);*

9. *the linde - tree as guiding tree for pedestrian connections on some places shady groves arise because of narrow plant;*

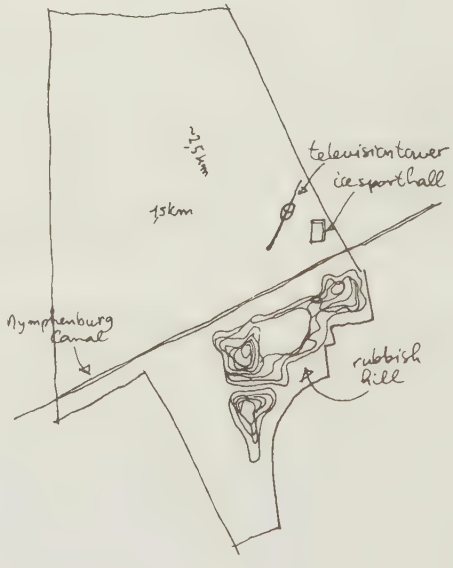
10. *the sportstadia are not planned as individual buildings, but as a part of the modelled landscape; they are consisting of earth dips, completed on the outside by grand-stand constructions; the total landscape enable the planning of special areas with a relative strong and individual character, without loosing the connection of the total area;*

11. *the individual buildings (like earth dips) and parts of the landscape are spanned by the roof which joins individual buildings to a large shape, and together with the large shape of the hill, a large space, the Olympic centre;*
[ref. 5]

In a comment on the design, prof. Günter Behnisch declared that he and his partners have set themselves on the task to express the peculiar atmosphere of Munich as a city of the muses and arts in the design. The Olympic Building Company required Olympics with short distances, Olympics in green and Olympics of the arts and athletics. These general requirements were completed by the aims of the architects: to create an atmosphere of openness, transparency and surveyability. Axis and monumental places should be avoided.
Human scale means in such a design two things:on the one hand to include for everyone













7

nderstandable dimensions and on the other and large forms, decided by the number of ssembling people. Individual buildings, as for xample the stadium for 80,000 spectators get normous dimensions as to building volume. A way out was to sink these buildings into the ndscape, reducing the visual size.

The purpose is not to create individual buildngs but an architectural landscape which overs the different forms of use. The big oof connects the sport happenings with each ther, emphasizes the central function of these appenings and encloses at the same time the entral plateau amidst the stadium, gymnasium nd swimming arena, and opens it to the ake and the hill. Here, in the centre, which pens and encloses simultaneously, is the place where sportsmen from all over the world, the pectators and the population of Munich meet ach other.

However, the decisive factor in the design was ot the usage during the sixteen days of the Olympic Games, but also afterwards. The Oberwiesenfeld has to become a big and new recreation centre, a green lung in the city which offers many possibilities for active and passive recreation; besides it has to be the core for a new ward.

Behnisch & Partners worked out a masterplan. Parts of the project should be worked out by other architects within the same design concept. The standards necessary for subsequent single projects were set down in this masterplan. Independent factors appeared in the individual planning projects (i.e. space requirements, traffic connections, sidewalks, spatial considerations, etc.) and had a functional effect on the overall plan. The masterplan lays out the limitations (architectonical, spatial, functional, etc.) for subsequent planning phases in drawings and written specifications.

The work of Behnisch & Partners could be distincted in two categories:

1. overall planning (master plan, overall artistic supervision);

2. specific planning on the stadium, gymnasium, swimming arena, on the roof, and other buildings such as warming-up halls and a restaurant.

THE PLACES TO BE ROOFED

Stadium (ref. 7)

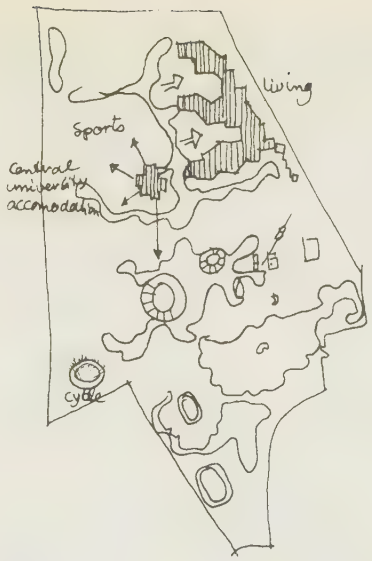
On the western part of the forum plateau, the stadium does not appear as a structure, rather it is to be seen as a part of the landscape, embedded in a hollow. Optimum vantage conditions are provided by the single level design and the nearly circular form. The community of experiences is increased.

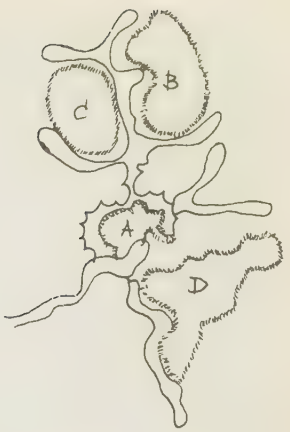
Because of this optical effect for the visitor who is used to large stadiums, this particular stadium seems to be too small for an Olympic stadium. Indeed, only 80,000 spectators can find a place here, of whom 47,000 on seats and 33,000 standing (the latter either sitting or standing room in the north and south sections). The reason of the relative low capacity is that the architect did not see the required number of spectators during the sixteen days of the Olympic Games as the decisive factor, but rather the use after 1972. The stadium should remain a business pay afterwards also. In this design the very maximum distance between the spectator and the sportsmen is only 195 m. Beneath the western grandstand of the stadium, devided over three floors, spaces are found for sportsmen, officials, and the 264 honorary guests, a restaurant, press centre for 1910 journalists, meeting rooms, the technical installations, etc.

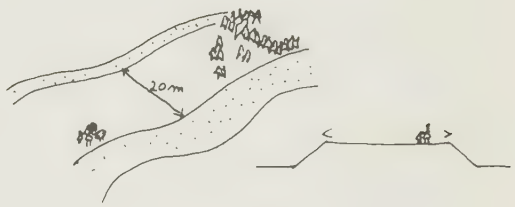
The western grandstand of the stadium consists of a bearing construction, cast in situ, on which the 1280 prefabricated steps are fastened. The eastern part (embedded in the landscape) has been totally cast in situ.

The Olympic utilisation are field and track events, football and equestrian events.

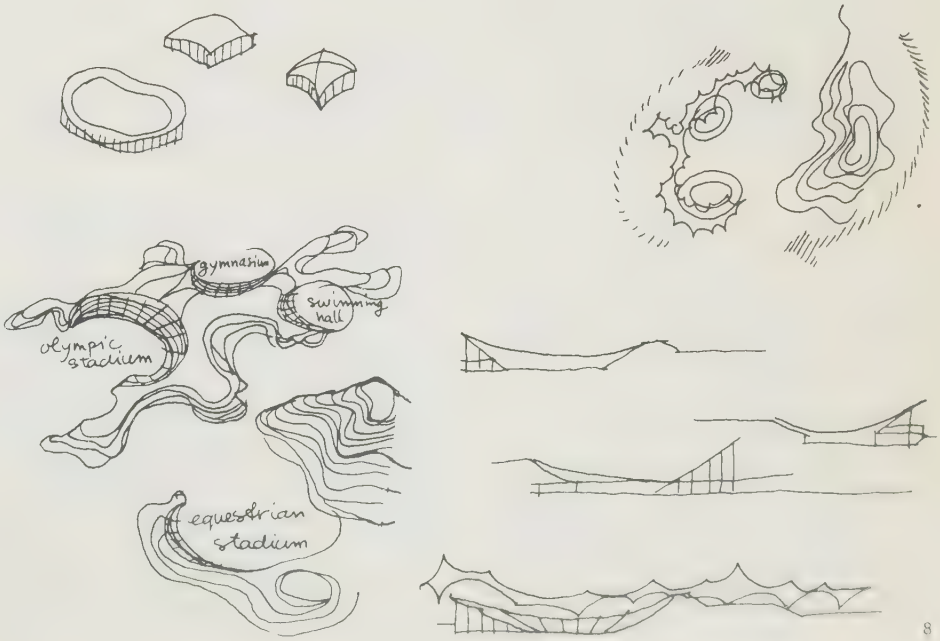
Use after 1972: The Olympic stadium has been conceived as a grand arena for top league











8

football matches. In this connection Munich is confident that by 1972 the days will be over in which only one Munich team was in the top division. When the grandstand on the eastern part should be roofed after the Olympic Games there will be shelter for 48,000 of the 64,000 spectators for whom seats have been provided. The Olympic capacity of 80,000 spectators can, of course, be restored at short notice by turning some of the sitting areas into standing room.

The roof over the western part of the stadium is the largest part of the total roof structure surface: 34,550 sqm of the total 74,800 sqm. The gymnasium measures 21,750 sqm, nearly a third, and the swimming arena 11,900 sqm. The left 6,600 sqm is used by the intermediate part.

Gymnasium

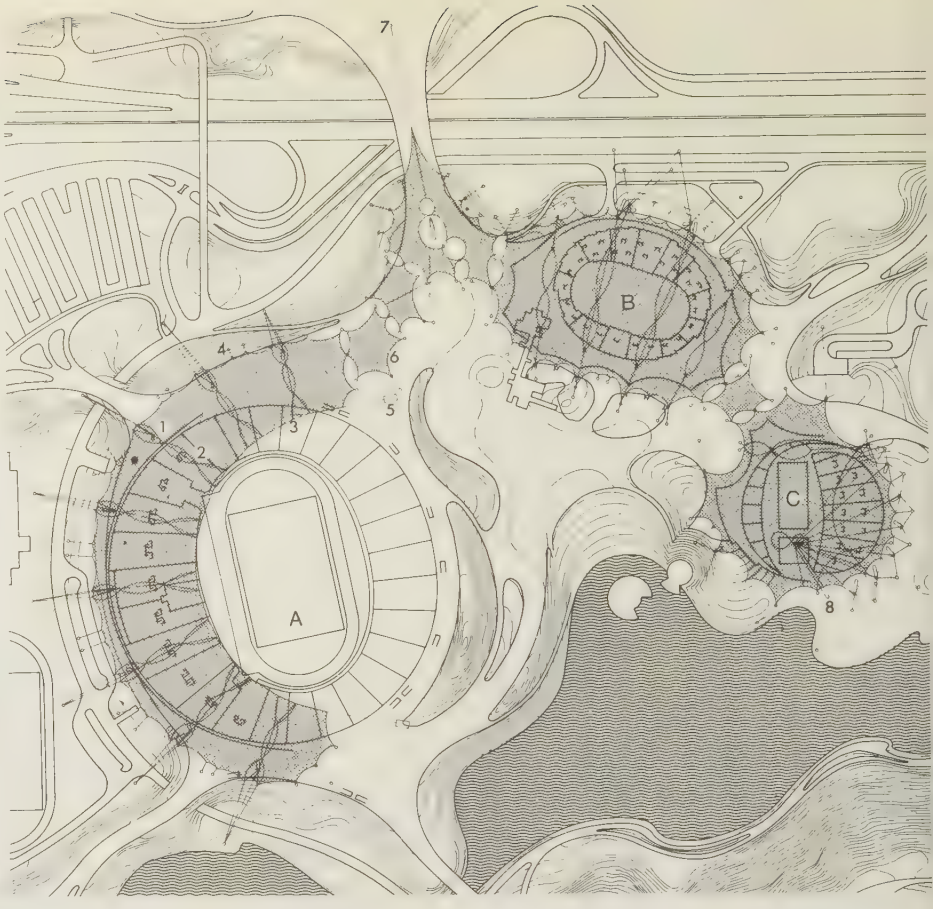
The gymnasium borders the central plateau on the north side. Like the stadium it lies in a hollow of the terrain and has been designed as a single level grandstand, utilized as multi-purpose building: during the Games there are handball finals and gymnastics.

The form of the grandstand has been defined by the cycle track. During the Games place for 11,000 spectators has been provided for, divided over 7,000 seats and 4,000 standing room. The total number can be enlarged to 14,000 (10,000 seats and 7,000 standing room), if the central area is utilized as at boxing matches. Moreover, there are 350 reserved places for journalists and honorary guests. Like the stadium, the gymnasium contains numerous extra spaces. The bearing construction of the stands is concrete cast in situ. On these bearing constructions 850 prefabricated steps are mounted, varying in length to about 10 m. Through holes in the front of the prefabricated steps air is sucked out for ventilation. Blower pipes are arranged on the outline of the grandstands. This indoor stadium is thus the largest covered assembly hall within a large radius. The capacity together with the extensive technical installations as planned mean that the hall is suited for the most varied sports - and for non sporting purposes, too. All indoor sports from ballgames, boxing, wrestling, riding, bicycle racing, to track and field events can be carried on here. Highlights of the sporting year, which Munich people had so far not the good fortune to see - such as a first class professional tennis tournament or equestrial contest - are coming a great deal nearer. This multi-purpose indoor stadium will, however, also enrich the cultural life of the city at is can be converted into a theatre with comparatively little effort, but it is also perfectly suited for other entertainment performances, conferences, congresses, exhibitions and circus. The hall measuring 45 × 90 sqm will also be provided with a warming-up hall.

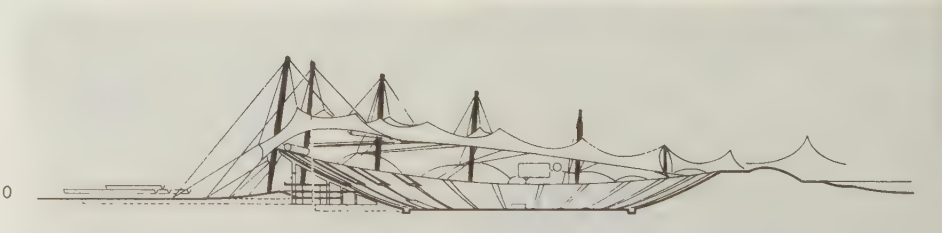
Swimming arena

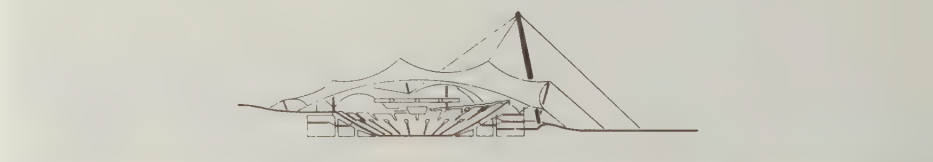
At their closest point, the gymnasium and the swimming arena are only 8 m apart. The swimming arena forms the eastern edge of the forum plateau. It has been designed as an indoor garden pool with reclining lawn and as a centre for high - performance athletic events. Seen from the central plateau only the competition arena, imbedded under level and the temporary grandstand can be seen. All services lie below ground level.

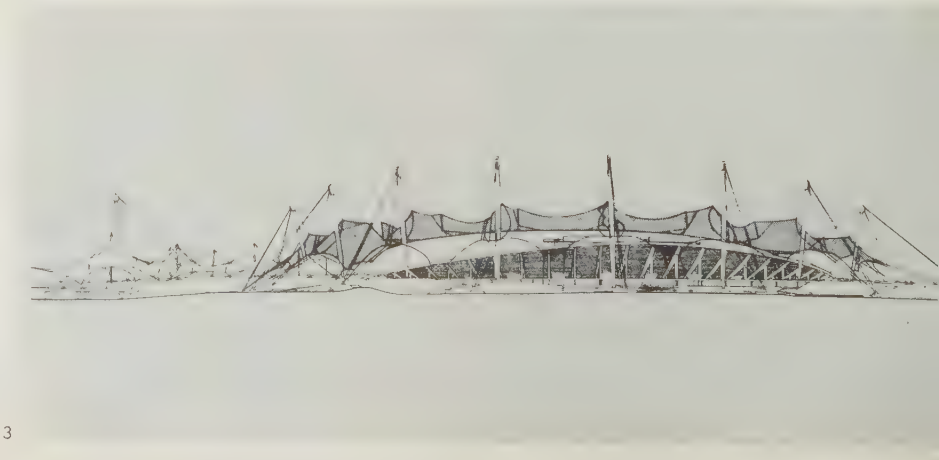
For the Games itself the second floor is the most important. Here five basins are found for matches and training: one 50 × 21 × 2.50 m basin for matches, one 21.50 × 20 × 5 m for tower diving, one 50 × 12 m training pool, one 16.75 × 8 m instruction pool and a basin in which the swimmers can prepare themselves for the matches (26 and 27 degrees centigrade). A third part of the bottom surface of the official basin and the training basin and the total bottom surface of the instruction basin are adjustable in height. The bottom can be lifted



9


10


11


13

p to 35 or 90 cm, so enabling non swimmers nd children to make use of the water after te Games. An additional amenity for summer athers will be a turf lido, small in size, but ost attractive against the Olympic background. pectator capacity: 1,600 permanent, 7,400 additional places during the Games by means of temporary grandstand of MERO elements.

emporary grandstand roofing for the swimming rena

he temporary grandstands in the swimming rena as well as the membrane roof over them ill be dismantled after the Olympic Games. he roof covering of the PVC-coated polyester eave will be suspended with only a very ough cable net from point contacts on aerial ables strung between a main mast (swimming rena pylon) and temporary masts outside the randstands, connected with the edge of the ermanent roof. Additional cables connected ogether to a very rough net lying on the top f the roof covering will prevent the covering rom swelling up due to wind suction. hen the temporary roof and grandstands re dismantled, the eastern side of the hall ill be closed by a glass wall.

THE ROLE OF THE ROOF CONSTRUCTION IN HE DESIGN CONCEPT » (ref. 8)

he basic idea of the design is the modelled andscape.
he roof shelters parts of this landscape from roublesome weather influences.
he elements of the modelled landscape are he most important.
he elements of the roof should cloud the appearance of the landscape as little as possible.
he elements of the roof in sequence of importance are:
1. *roofskin;*
2. *cable net;*
3. *edgecables;*
4. *pylon and masts;*
5. *guy and main cables;*
6. *anchorage and bearing foundations;*
7. *added elements as rain gutters, drainage pipes, suspended ceilings.*

Every component of the roof should:
1. *accomplish its function in the simplest way;*
2. *adapt itself to the design concept by material and optical lightness, clearness in function and construction* (1, 2).

1. Roofskin

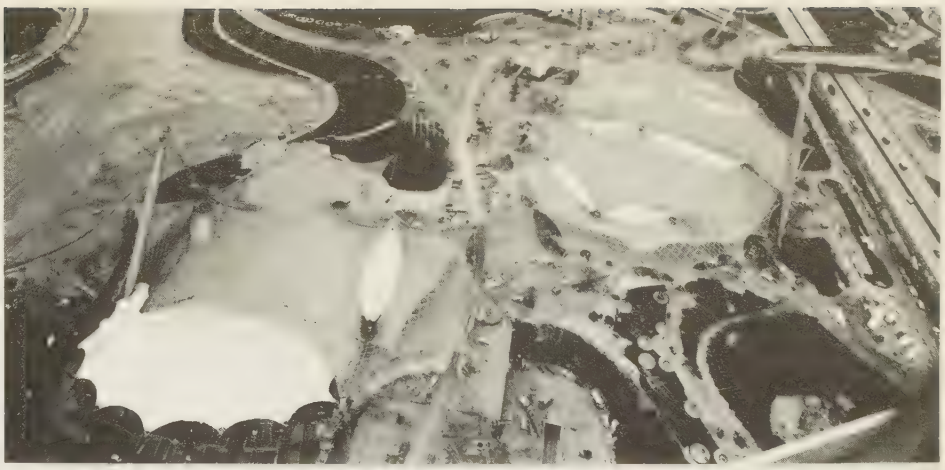
Continuous uniform material by uniform function - weatherskin (3, 4). *Maximal material and optical lightness with clear transparent, membraneous material, - the landscape is protected, but not covered.*
Connection elements (eventually joints in the weatherskin itself, connections with cable net), shall not influence the lightness and transparency of the roofskin (5).
The load - bearing construction remains visible with transparent roofskin (6), *restriction: in the gymnasium and swimming arena besides weather protection also warmth and sound protection are required; this will be achieved by extra elements (suspended ceilings).*

2. Cable net

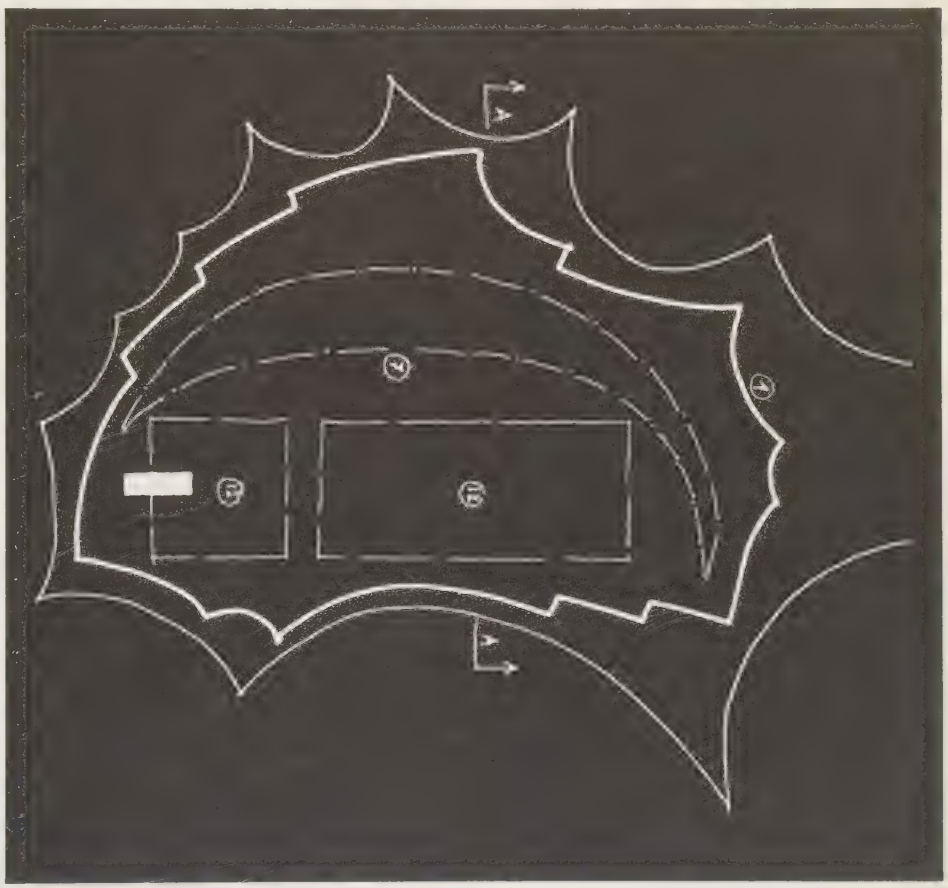
Normally net with equal meshes of the thinnest possible cables of uniform thickness. On higher loaded places in the net the normal cables are fixed closer to each other (lessening of mesh width, with equal meshes) (7). *The connection elements (net clamps, clamps for edge cable) as compact as possible, as not to touch the sensitiveness of the net.*

3. Edge cables

Built up of normal cables according to the size of the forces. Connecting elements (coupl-



14



15



16

3,4,5,6. *Different proposals by Frei Otto after introduction of the high pylons, main and guy cables in the stadium area. Picture 5 shows bird's eye view of the central sport accommodation roofing: in the background the open-roofed stadium; the intermediate part as a connection between stadium and gymnasium on one side, and on the other side as a connection element of the northern and southern part of the Oberwiesenfeld; the gymnasium; on the foreground the swimming arena cable net hanging from one big pylon of appr. 80 m. height, with a temporary membrane structure addition in the front;* **7,8.** *Sketches by Behnisch & Partners showing the landscape design.*

ing of edge cables, bending saddles, system points) as compact as possible (9).

4. Pylon and masts

On the pylons the guy and main cables are fixed, masts bear the edge cables of the net surfaces.

Pylons

Instead of large stem section with thin walls: slender sections by thicker walls or by extra strengthening (10). *Shape of stem according to forces (above and under pressure, strengthening in the middle part against buckling)* (11). *The connection elements can remain visible* (12). *Head and foot are clearly defined as elements of another function with regard to the mast stem* (13). *The head is not just formed, but separately placed upon, visible cable running and anchorage* (14). *Pylon bearing as an element between stem and foundations* (15).

Masts

Slender stem sections by thick walls. As masts are essentially shorter than pylons, there is no danger for buckling, therefore continuous section size without strengthening the middle zone (16). *The mast head will support the continuous edge cables, shape as compact as possible* (17). *Mast bearing like pylon bearing (same function).*

5. Guy and main cables

Guy cables fix the interior edge cables on the net surface point by point to the mast heads. The function of the main cables is to stabilize the masts or edge cables to the anchorage foundations. Cable sections are as little as possible, a sheaf of thinner cables rather than one thick cable (18). *Visible cable endings (cable heads)* (19).

6. Anchorage and bearing foundations

The function of the anchorage foundations is to stabilize the main cables. The shape as compact as possible, cable head and span elements visible for the readability of the forces in the total structure (20). *The function of the bearing foundations is to bear the pylons and masts. Pylon and mast bearing should be placed visibly upon the foundations. Stem inclination, inclines in the landscape and weather protection of the bearing require raising of the foundation head* (21).

7. Raingutter

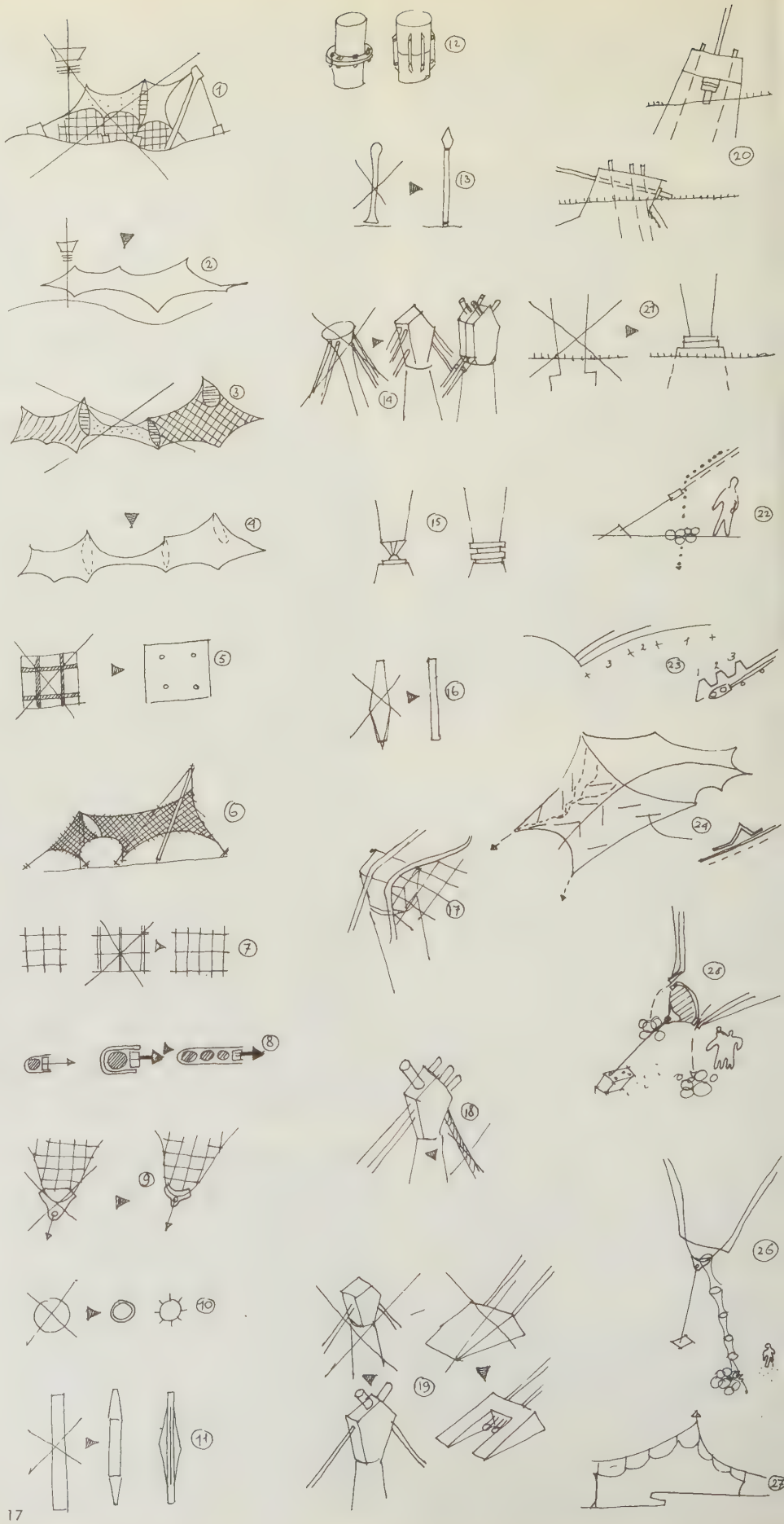
In low areas the water can drain without gutter (22). *From larger roof surfaces the water will have to be drained adequately. Ordinary rain gutters do not satisfy because of too large sections. Stepswise gutters could be added to, according to the water attack on the border. There is a danger of damage by sliding snow and ice* (23). *Guidance of the water already on the roof surface by water guide profiles, which also prevent the sliding of the ice* (24). *They are formed from the same material as the weather skin, stabilised in itself.*

Drainage pipes

Free water drainage from low areas of the roof is possible, the constructive fixing of the cable net should remain visible, water is drained aside by gargoyles (25). *In case of high drainage points drainage pipes are necessary, separate from the construction and if possible transparent* (26).

Suspended ceilings

The special requirements for spatial enclosure in the gymnasium and swimming arena (warmth and sound insulation, limitation of sunlight penetration) are met by a separate ceiling suspended from the cable net. The ceiling forms a closed spatial envelope together with the vertical walls (27). *The ceiling should be lightweight, if necessary translucent and should have the same form as the cable net above it.*



17

HARACTERISTICS F THE PRESTRESSED CABLE NET ONSTRUCTIONS (*ref. 7 and 12*)

The supportings structure for the acrylic oof skin is a pre-stressed cable net construction. These cable net constructions since their development started only in he early fifties) have been developed to e selected where the object is to cover arge spans (SFB '64 in Stuttgart) with a ninimal of material input, at least above round level.

Success depends (according to the aim of Frei Otto, who is responsible for the majority of the theories about cable net constructions) on the use of purely tension-stressed structural members at every possible point when designing the supporting structure, in particular in the area of free standing clear spans. (This theoretical and purely consequent thinking about the separation of tension and pressure excludes every mixture system, though bending does not have to be a shame). On the one hand, pressure stressed members must become thicker with increasing length (or not to be too heavily loaded) in order to prevent buckling and, therefore, in most cases are made of material of inferior material strength. Tension stressed members on the other hand can be as thin and as long as desired, while the material strength can be increased to the technically possible limits and at the same time completely utilised. Furthermore, since the thin wires are manufactured with approximately four times the material strength of thick selection steel, wire cables are particularly suitable for tension stressed members. In tensile structures we could for examle — very globally — distinct three categories, very severely connected with the form:

1. suspended shell structure;
2. pure suspended structure;
3. pre-stressed cable net structure.

1. Suspended shell structure

The difference between the suspended shell and the normal shell is only that the applied loading is mainly beared by hanging and not (also) by standing action. But the advantage of shells is remained which means that the forces in the plain of the shell find themselves that way out which leads to the optimal stiffness. This is very important concerning wind and snow loading in which case there might be a reversal of forces from tension into pressure and a reversal in case of windsuction from pressure into tension. The propositions of the timber shell structure by Julius Natterer are an example of the category of suspended shell roofs. But it could also be concrete or a single layer space grid structure of normal steel or aluminium elements.

2. Pure suspended structure

Unlike the first system, in a pure suspended structure every loading must be beared by tensile members, either parallel running over the clear span or connected with each other to form a network. In this last case the perpendicular tensile elements are not curved in case of a linear curvature of the total roof; consequently they do not bear hardly any load. In case of a synclastical net structure it does bear also.

The shade off from suspended shell into pure suspended structure is accompanied by strongly reducing the rigidity. This could lead to difficulties under changing wind loading conditions. An experiment to overcome this is to fasten the cables on perpendicular rigid beams which stabilize the system more and divide asymmetrical loading over a larger area, thus limiting oscillations in the roofsurface. (These structures are not very complicated to calculate). But there is the advantage of less weight in the construction. In Munich one has to calculate for wind and snow a vertical load of 150 kp/sqm. In a suspended shell structure the deadweight of the supporting structure is executed in concrete about 150 - 200 kp/sqm; executed in timber 50 - 80 kp/sqm; a pure suspended roof weights however only 15 to 20 kp/sqm. But in this one should not make the mistake by not incalculating the anchorage.

The little resistance against deformation has several causes. Firstly the diminished section of the load bearing structure, which enhightens the cable deformation. Secondly, the small deadweight is also a disadvantage because a great deal of the loading is now snow and wind, which means that there is a great difference between the situation of dead weight without any applied external loading, and that of dead weight plus snow or plus wind loads, and the movement in between. Should the dead weight become more, then the external influences are relatively smaller. The external load percentages of the total load are for a concrete suspended shell structure 45 %, for timber 70 % and for a pure hanging roof about 90 % [*for data: ref. 12*]. The third and greatest influence however, is loosing the shell action. In case of a pure suspended structure the tensile cables have to adapt their form to the applied loads. Its is a natural law, caused by the absence of any bending rigidity. (When one accepts this natural law, especially in pre-stressed cable nets one cannot deviate from a cable net in two directions allowing movement under loading: the structure searches itself for a new position of minimal energy).

But when one does not like this natural adjustment in case of loading, one will have to stabilize the system. A very clever system was invented by the Swedish engineer David Jawerth, Stockholm (patent): a two dimensional system of a downward hanging cable and a reversed upward spanning cable. The system is very stiff indeed, and can be extended in two directions or radially, and is very economic. However, form freedom is yet limited.

3. Pre-stressed cable net structure

The pre-stressed cable net is an answer on the relative sensitiveness for deformations. The form stability in this case is reached by loading, not by weight (prestress, not concrete). The cable net structure is pre-stressed by pre-stressing the downward cables.

The surface which is represented by the intersection points in discrete points, has in every point an anticlastical curvature. When one looks for example on the model of the cable net test structure, then this facet seems (following with the eye the 'standing' cables) to have a convex and (following the 'hanging' perpendicular cables) a concave curvature.

This at the same time convex and concave surface curvature is a characteristic property for pre-stressed tensile structures. The cause is that in every intersection point between the four acting forces, which are not to be found in one plain, there should be a state of equilibrium.

The load bearing characteristics could be clarified as follows: We assume a rigid spatially curved boundary. Between the perimeter we hang the 'hanging' parallel cables. Forced by dead weight every cable takes the shape of a catenary. Stabilisation of the hanging cables is achieved by adding 'standing' cables between the perimeter perpendicular on the hanging cable. When we pre-stress the bundle of downward cables, we now press the hanging cables downwards thus

preventing upwards buckling. On the other hand, the likewise pre-stressed hanging cables press the standing cables upwards, preventing a downward buckling. To give the intersection points of a net a shear resistance so that the cables cannot slide, the cables are connected by clamps and bolted together allowing only torsion. After pre-stressing, the net is tensioned in itself and able to take up external forces. And finally, the assumed rigid boundary can be replaced by tensile edge cables.

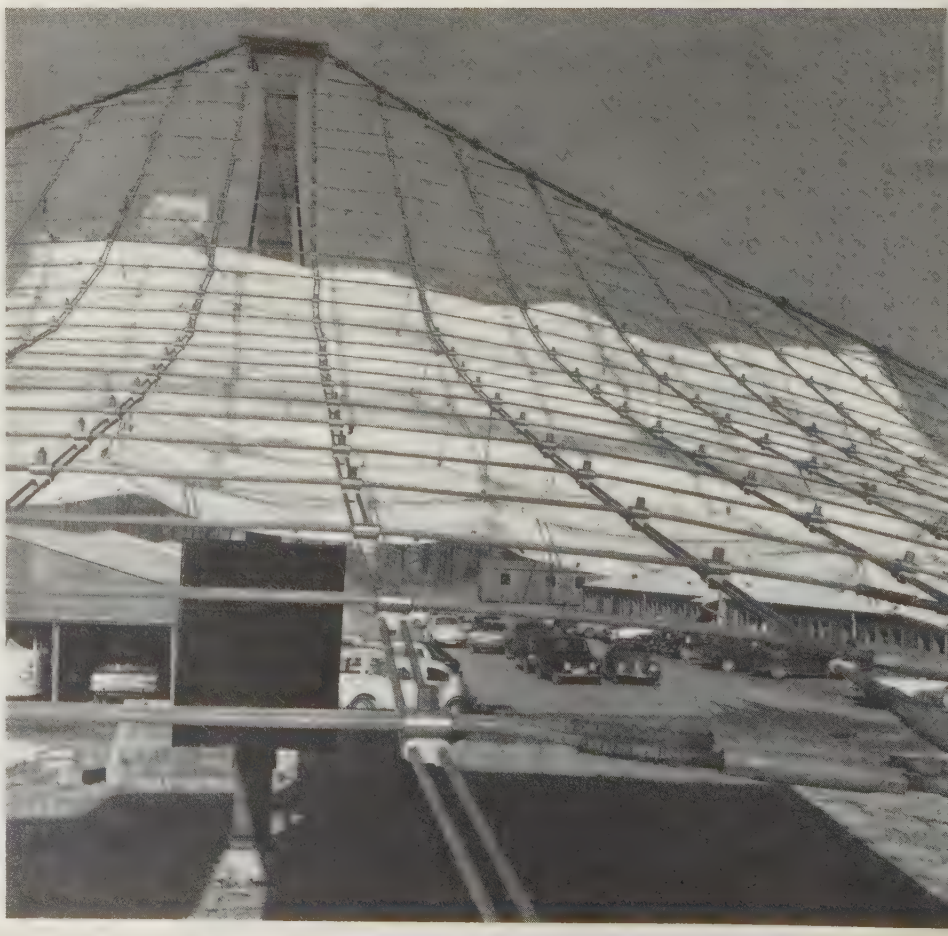
The meshes for the Munich cable nets measure 0.75×0.75 m; every net cable is composed of double steel cables with a section per cable of 161 sq mm. In the individual cables there appears a pre-tension of about 4,000 kp. For a cable stiffness (product of Youngst' modulus of elasticity and section) of 2,724, this implicates that a 50 m long cable (according to Hooke's law) lengthens 7 cm when the pretension is raised from zero till the required size. On the other hand it means also that a length mistake of 1 cm in a hanging cable of the stadium — total length equals 16 model meshes of 3 m each, i.e. 48 m + two rest parts near the edge cable = 50 m — a deviation in the pre-tension of about 0.6 Mp is equal to 15 % of the demanded pre-tension. As the correct pre-tension within a precision of 15 % is decisive for the load bearing characteristics of the net (too little pretension could mean for example that in case of deformation of the roof by snowload the 'standing' cables loose their tension completely, become slack and thus do not bear or stabilize any more), the cable lengths have to be manufactured with a consequent little tolerance. In the edge cables the tensions vary between some 50 and 150 Mp.

The type of net most frequently used is the one with the regular meshes, though depending of the form, more types are possible. The ideas of Frei Otto are based upon as much as possible tensile members, while the pressure members should be as compact as possible. Consequently he designs in cables and masts. The surface tension of the net is taken off by an edge cable, stronger than an individual net cable, and a guy cable which takes the big force over to the top of the mast and from there by main cables to the anchorage.

The pre-stessed cable net, despite the fact that it is nearly weightless, can bear heavy loads in any desired distribution with relatively minor deformations. By contrast with purely suspended structures, pre-stessed cable net construction



18



19

ear up by the virtue of the fact that ne deflected forces of both cable bundles re in equilibrium, even in a weightless ondition under a state of stress. This re-stressed condition alone often con- mes half of the permitted tension on ne cables.

Accordingly, the comparison of pre- ressed cable net roofs with purely sus- ended structures will show that there s hardly a greater economical advantage. This also applies in view of the general act that cable net constructions can be nore economical than say, flexurally igid structural members or shells. The conomy of cable net constructions is ependent, for the most part, on the eight of the building available or the ossible curvature of the net surface (a tronger curvature means stronger smal- er stresses. We should develope a shape with the maximum possible curvature); ut the economy is absolutely dependent pon whether the design is able to favor- bly divert its forces down to the sup- orting ground. In most cases this com- lement of te cable net structure with nchorage foundations to a closed system f tensile and compression forces is the ost dangerous strumbling-block: in case f Munich half of the construction is idden under ground level.

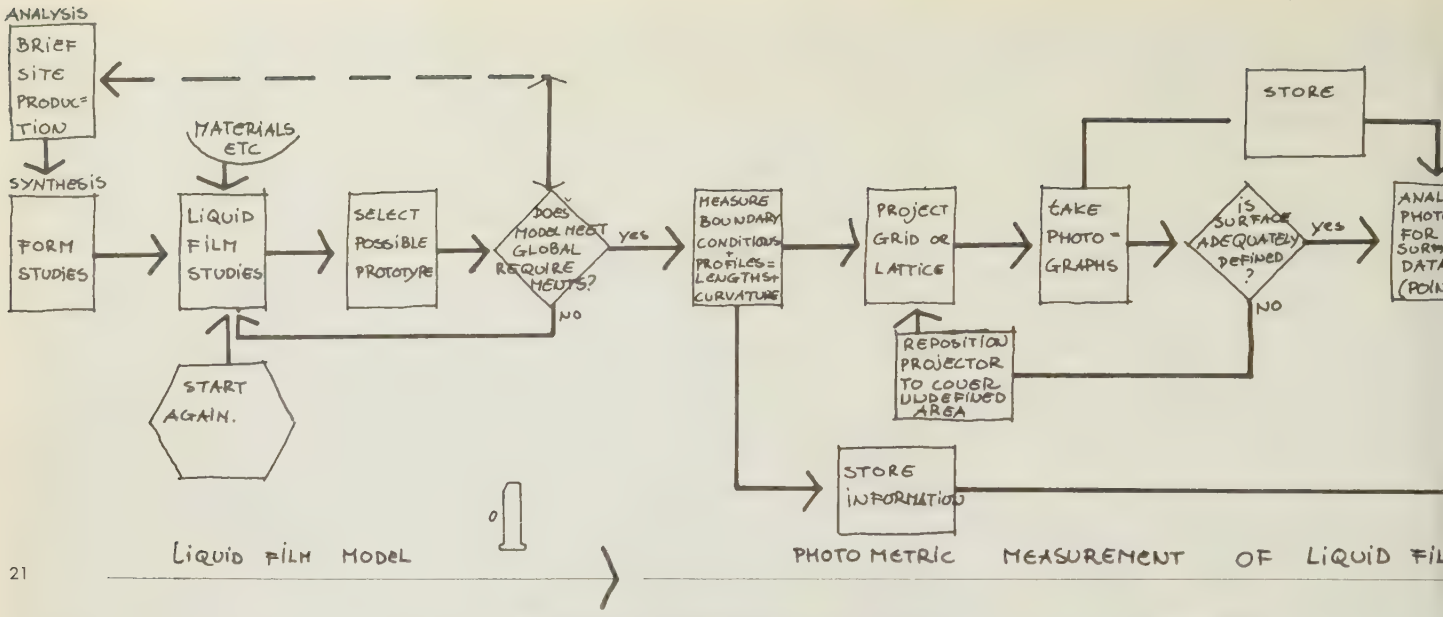
n any case there is no comparison at ll with cable net constructions when it omes to the tremendous variety of forms timulating creativity. Depending on the ize and the distribution of stresses in the ables making up the net surface, almost ny desired shape can be achieved when ttention is given to the natural laws of able net constructions. Arrived on this oint we must remark that the freedom n design is the greatest when using asts and pylons (point supported) and a it smaller when using arches — also very avourable because they are stabilised in he cable net surface itself against buck- ing (arches are namely line supported tructures; every line gives a direction, nd in the perpendicular direction we do ot have full freedom any more).

Pre-stress situation and surface geometry re mutually interdependent as in no ther type of construction (apart from ther membrane structures). This is also he cause for the difficulties in finding an ptimal form for a given pre-stressing ituation and the alteration by several ex- ernal loading conditions.

Adaption of the roof form to the variety f terrain and buildings under the roof s certainly believed to have given one f the architectonically and technically ost appeasing solutions in the total de- ign concept.



20



21

« MODEL WORK »

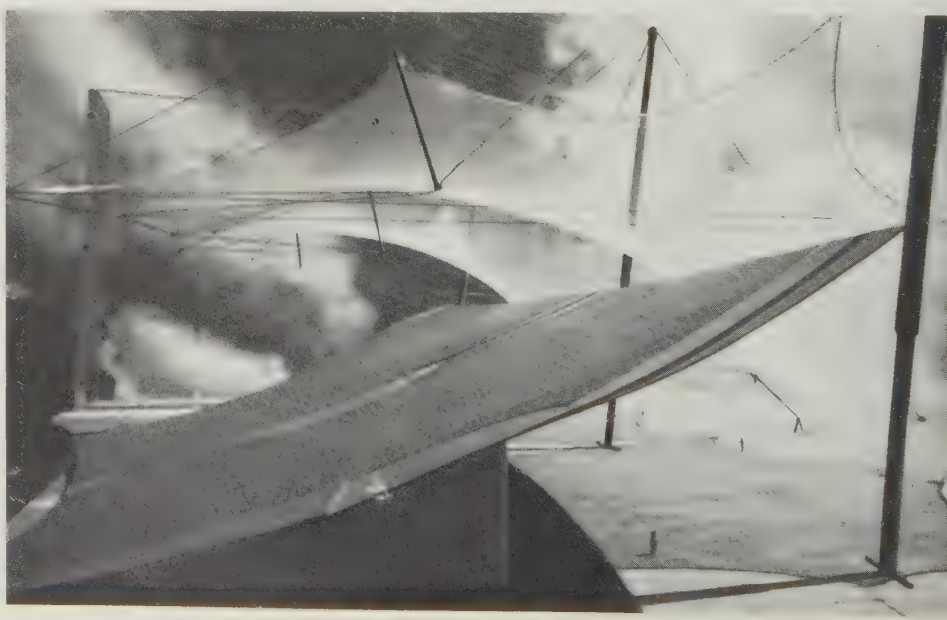
In the Institute for Lightweight structures (*IL*), of wich prof. Frei Otto is the director, both the form models of the German pavilion in Montreal as of the Munich tênt roof were developed, be it that for Munich also Behnisch & Partners and Leonhardt + Andrä were involved. The experiences IL had gained in the Montreal job made it have a start on any other person keeping busy with cable net structures. The method followed by IL is explained in the flow diagram above, made by the composer of this article as a member of Kennis Kapsule Project (a group of architectural students in Delft, Holland). We can distinct roughly five phases: first the liquid film models (*1+2*), the tulle models (*3+4+5+6*), the steel wire models (*7 to 13*), wind tunnel tests (*14+15*), pattern of cable net/cutting of membrane (*16+17*). The numbers refer to the corresponding parts of the flow diagram. The analysis was made on basis of the Montreal procedure.



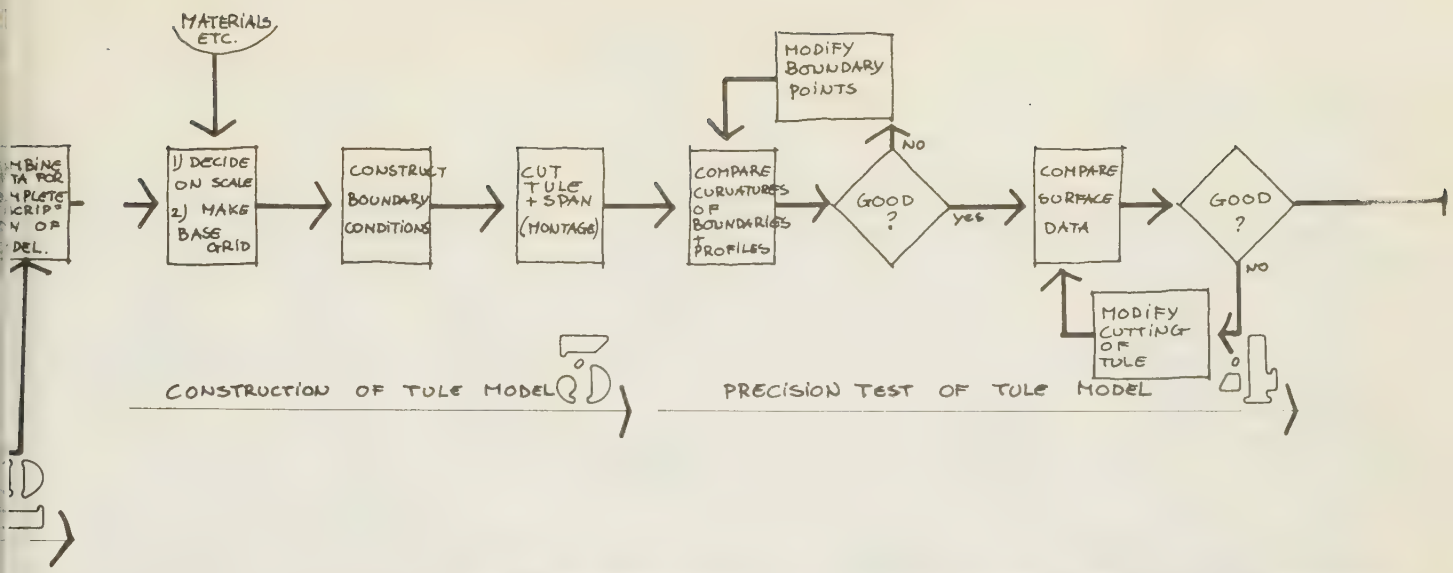
22

1. Soap film model technique

Usually the soap film model technique is used in case of simple surfaces. The use of soap film models arises from the fact that a liquid soap film formed in a closed spatial perimeter is a surface with everywhere equal surface tension, and because of that a starting point to find a membrane or cable net construction with a minimum of material and an optimal equalised surface tension. But because of the absence of external loading, the picture is surely false, and moreover, there appear always more flat areas than we can afford.



23



s far as the Munich roof is concerned, ei Otto has made soap models only of rts of the stadium roofing. No part of e executed cable net has the form of minimal surface. A second reason for e difficulty in applying soap models the subsequent definition of these small d sensitive spatially curved surfaces in ace. Even with quick photogrammet-cal methods as the highly sophisticat-l approach of W. Faig (geodesy) it is fficult because the soap film models rst asunder really quick. However, in anada and in Delft, too, a more satis-ing soap solution is used: of dibromo-earate and glycerine or of natriumoleate d gelatine in water: they last some ten inutes. Unfortunately, they have some ore dead weight. In general the work ith soap film models is very difficult, t with patience good results may be hieved.

. Tulle models

fter the very small soap film models, e first enlargement in scale occurs to models made of polyester mesh abric (tulle) on scale 1:200. With the d of the tulle models the optimal ar-angement is investigated for the number nd location of the masts; type and lo-ation of suspension points; form of the able net facets, not only for the stadium ut also for the three other parts; swim-ing arena, gymnasium and the socalled ntermediate part (which has only the rchitectonical function to connect the adium and the gymnasium, and to re-te the forum plateau with the northern art of the Oberwiesenfeld).

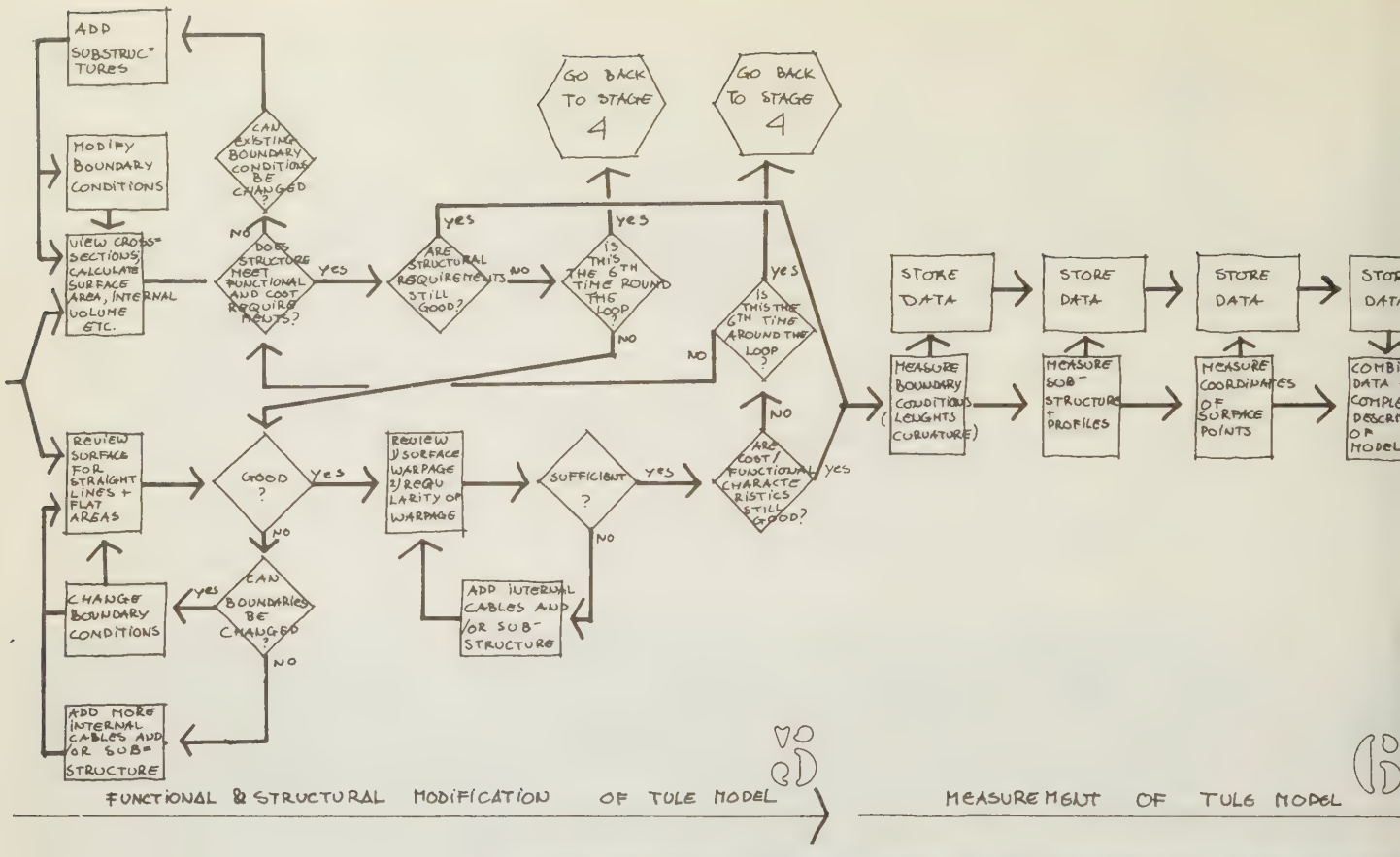
he manufacturing of the tulle models rather labour intensive, but as it is



24



25

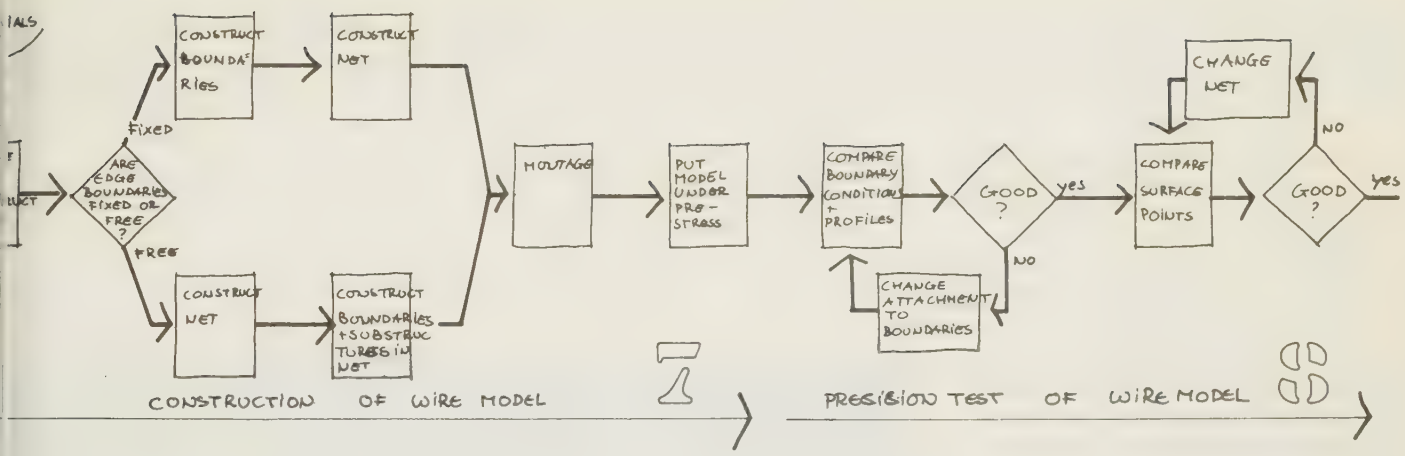


nearly impossible to draw spatially curved surfaces in the conventional way, it is a very satisfactory design tool until now. The polyester fabric is very cheap, easy to draw on, to cut, to glue, to sew etc. Tulle is like the actual cables net built up of square equal meshes that could be transformed into rhombs: a flat surface could be transformed to a spatially curved surface. The tulle model can be examinated for structural and functional requirements. Functional, because the internal heights are to be optimized. Structural to avoid for example flat horizontal areas where snow and rain water could not be drained. Moreover, it should be recommended to examine the curvature ratios, not only of the edge cables, but also in the surfaces itself, and the repetition of the same surfaces (may be symmetry) in connection with an ease of prefabrication.

The final tulle model provides the basis for the first rough calculations by the engineers, for the construction of the measuring model at IL and for the overall wind tunnel tests.

(Most probably the next step — to steel wire models — will not be used so extensively any more because of its labour intensity and relative inaccuracy. During the last two years computer programs have been developed to be used as a

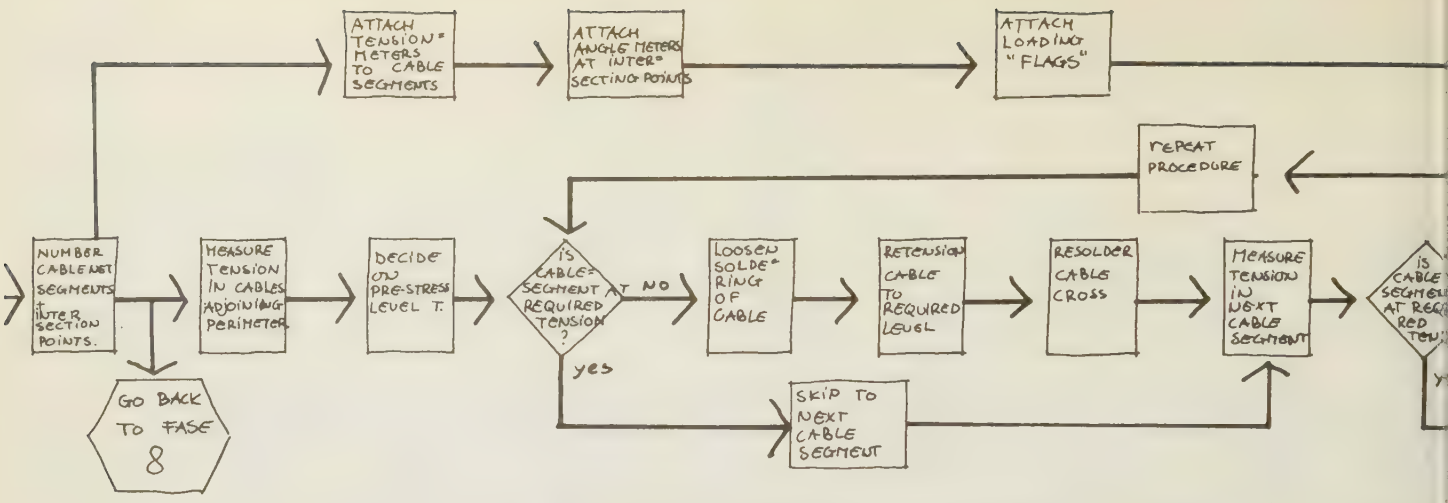




Site plan, scale 1/5000. One can see e roof surface (cable net and roofskin), e pylons and masts, the edge cable anchorages. stadium; 1: mast head; 2: deviation saddle nging mast; 3: edge cable clamp; 4: guy cable undation; 5: edge cable anchorage; net edge cable; 7: slot and wedge foundation; gymnasium; C: swimming arena; **10.** *Section the stadium;* **11.** *Section of the mnasium;* **13.** *West side elevation of e stadium;* **14.** *The swimming arena roofed. the foreground, hanging from one pylon, e temporary roofing which covers the eastern mporary stands, to be removed after e Olympic Games;* **15.** *Plan of the swimming ena without the temporary stands;* **16.** *Silk odel of the temporary swimming arena roof. '. Sketches by Behnisch & Partners owing details of the tensile structure roofing;* **3.** *Wire model of a saddle shaped ible net with measuring and loading evices;* **19.** *The test structure on the berwiesenfeld, already erected in 1970 has rved numerous experiments on material, detail nd execution methods. It has the form f the simplest saddle shaped cable net: vo lower and two higher points and four dge cables collecting the net surface nsion to bring it over to the masts and from here by main cables into the anchorage oundations. This test structure, directly nlarged 125 times from the model scale roved already the relative inaccuracy of the odel technique, manufacturing and erection/ re-stressing failures (see for example the g zag running cables);* **20.** *Drawing of one f the nine facets of the stadium roof with ontour lines, measured at IL, and the bsequent flow lines of rain water nd sliding snow.*



27



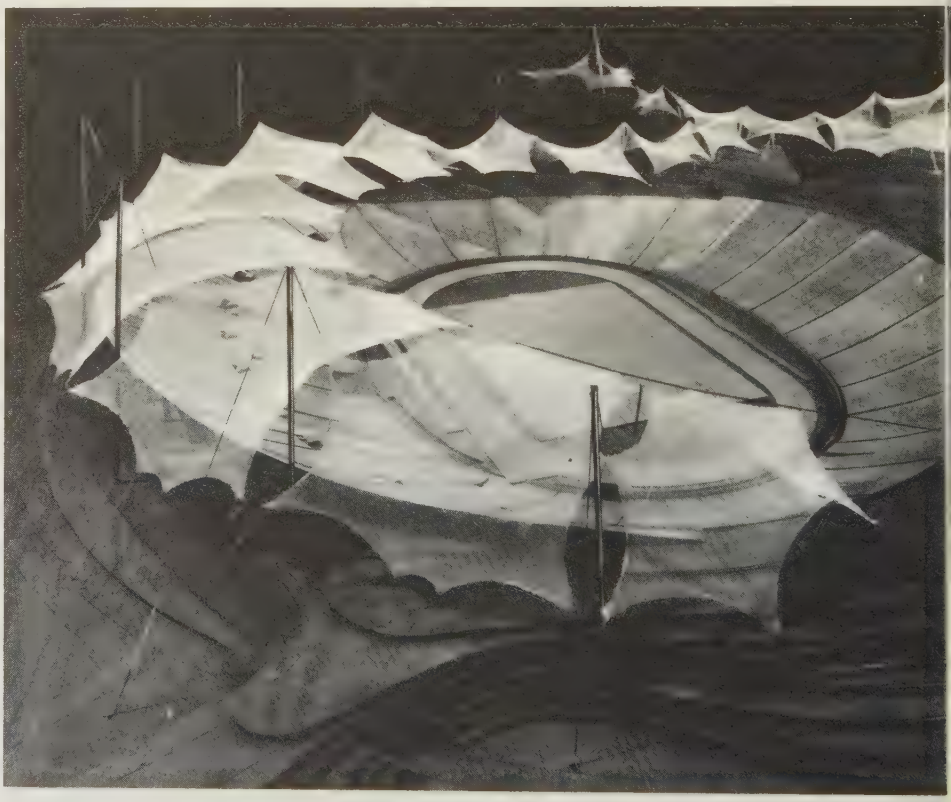
design tool, in stead of the wire models. However, for more complex structures, the tulle model will still be used as a design tool for the architect. To have a good starting point for the surface data input for the computer, tulle models will have to be treated very carefully and accurately).

3. Spring steel wire models *(ref. 13)*

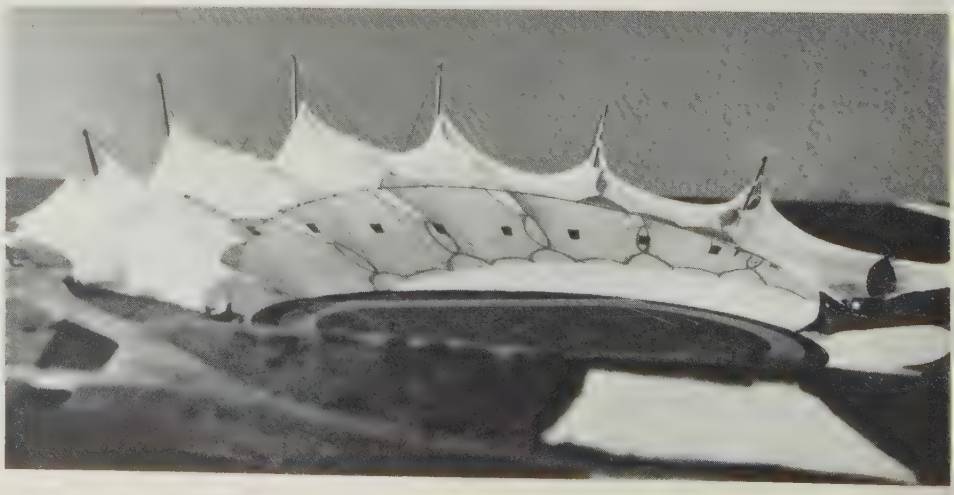
At the start of the Munich planning phase practical experience with the computation of cable net roof as figures of equilibrium were lacking. Therefore, the same sequence still had to be followed as in Montreal: from tulle models 1:200 to spring steel wire models 1:125. It was decided in the beginning of 1969 that the wire models to be built by IL, should be realised in two different ways: first as 'measuring' model, and afterwards as 'pattern' model.

By 'pattern' one means the determination of the end lengths of the individual cables and the development or suitable projection of the peripheral areas in pattern plans at a scale 1:10 or 1:20. Since only every fourth cable in the model nets was constructed, the 75 cm net for the construction had to be interpolated into the 3 m net of the model. The pattern plans had to show also the 75 cm net with all data. Part of the pattern is also the photogrammetric determination of the coordinates of the system points and their transformation into the coordinate system of the building site for setting up purposes.

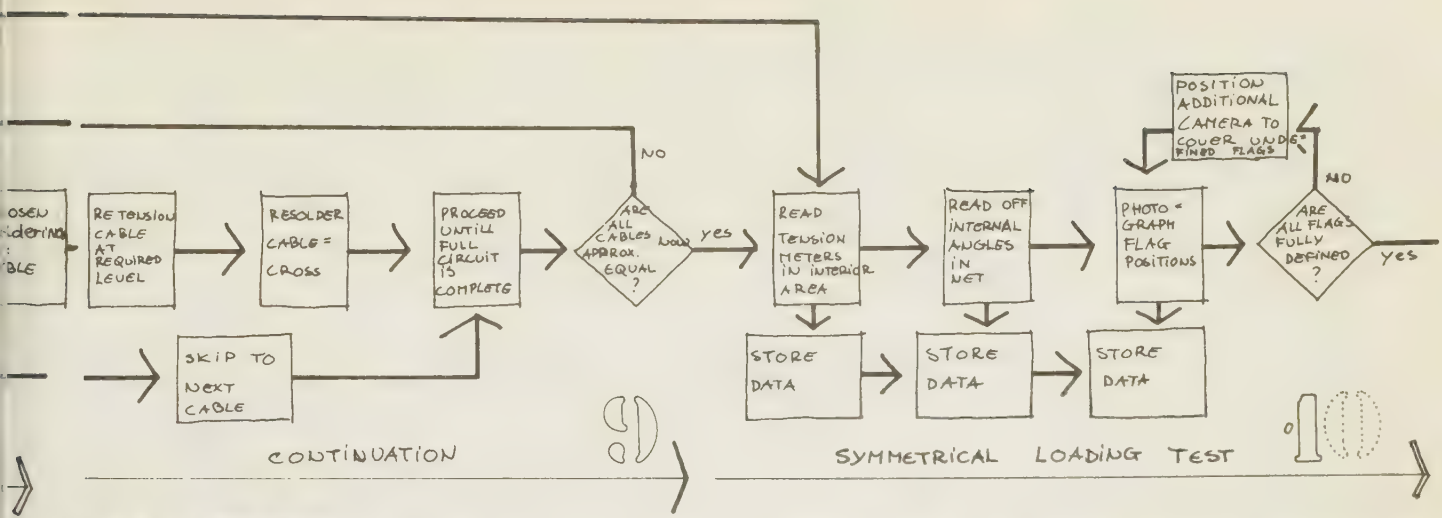
The construction of measuring models or, as the case may be, the empirical and experimental determination of all the necessary data for the calculation and structural design such as forces, geometry and deformations, entails one essential presupposition: the transference of



28



29





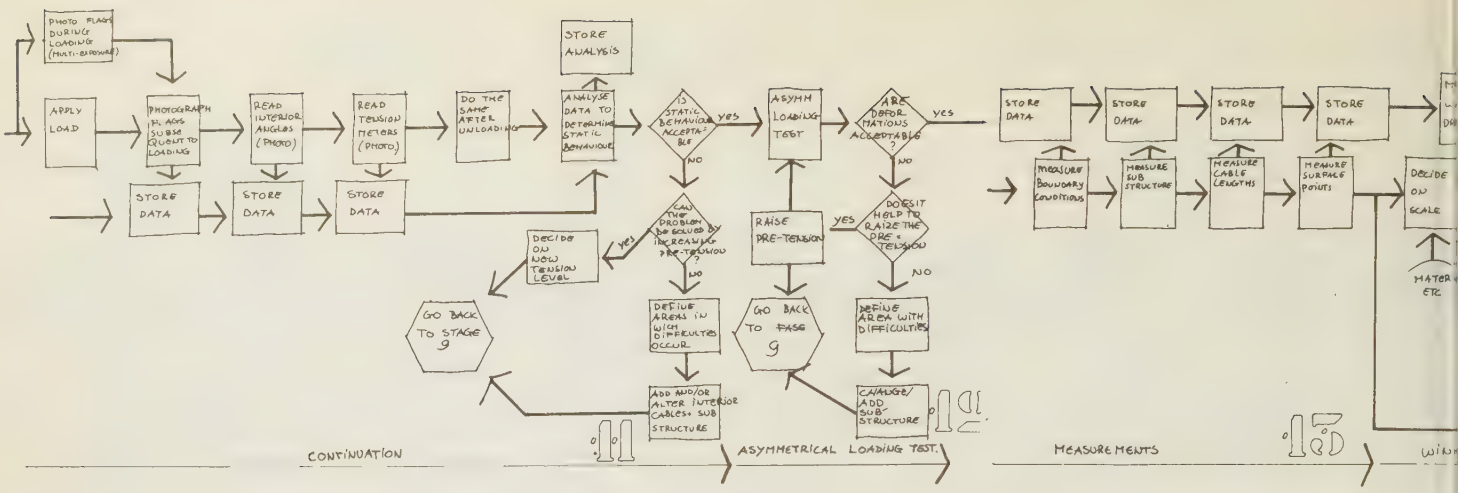
the measured values from the wire model to the actual structure is possible only if the model and the actual structure are similar as regards geometry, elasticity and statics.

Geometric similarity means that the quotient of all dimensions is constant. The elastic/static similarity requires structural materials which in the model and in the actual structure are loaded within the linear Hooksian range and their tension — elasticity curves display no hysteresis. This also yelds geometric similarity for the system when deformed by load. The conditions for the model construction are:

1. the tulle model, the anticlastical surfaces of which are developed in a plain. From this development the lengths of the individual net wires are measured;
2. the geometrical coordination data for the upper and the lower points of the masts, pre-stressing points etc., which are fixed by the architects and engineers from the tulle model (and as far as they are necessary for the steel frame);
3. the pre-statical analysis of the engineers, which gives the global dimensions of the several sorts of wires;
4. the size of the measuring table.

The construction of the model is to be divided into five phases:

1. first the rigid steel frame is welded (it has to take bending moments), on which the mast lower points and pre-stressing aids for masts and net tensioning are bolted;
2. the fabrication of the masts (stem, foot and head) and their fixation in the steel frame, partly by pre-stressing cables (similar to the main cables in reality), partly temporarily;
3. the construction of the net begins with soldering a thin copper wire at intervals of 24 mm (scale 1:125 means



3 m in the actual net; every model wire represents four double cables in reality) to a spring steel wire under predeterminated tension (from the pre-calculations and about the same pretension as in the model). In a frame work the steel wires are knotted together with the copper wires (just like the cross wise connection of equal steel bars in a concrete reinforcement) to form a net with square meshes. The intersection points are soldered very carefully. This step assures the torsion of the intersection points;

4. all edge and eye wires are cut on length from the tulle model and soldered in the net, still being tensioned in the timber frame work;

5. the pre-fabricated, roughly patterned net, together with the edge cables, are integrated into the existing primary construction.

If it should be possible to measure the very exact length of the individual cables from the developed tulle surfaces, and if the polyester cloth and the wire net had the same elastic properties, then after an exact transfer to the measuring model, this should be pre-stressed after phase five. However, the models require now an extra, intensive retensioning, described in the above drafted flow diagram as a very long, labour intensive and careful work. This part of the model work absorbs a great deal of the available time. The net wires, edge, eye, guy and main wires are loosened one for one, given less or more pretension and fixed again till the desired pre-stress distribution in the net surface and in other places is there: the optimal pre-stress distribution has been reached. In the mean time the determination and controls of the coordinates are performed with a mechanical measuring device (3-D measuring table). This process is repeated after each improvement in the measuring model.

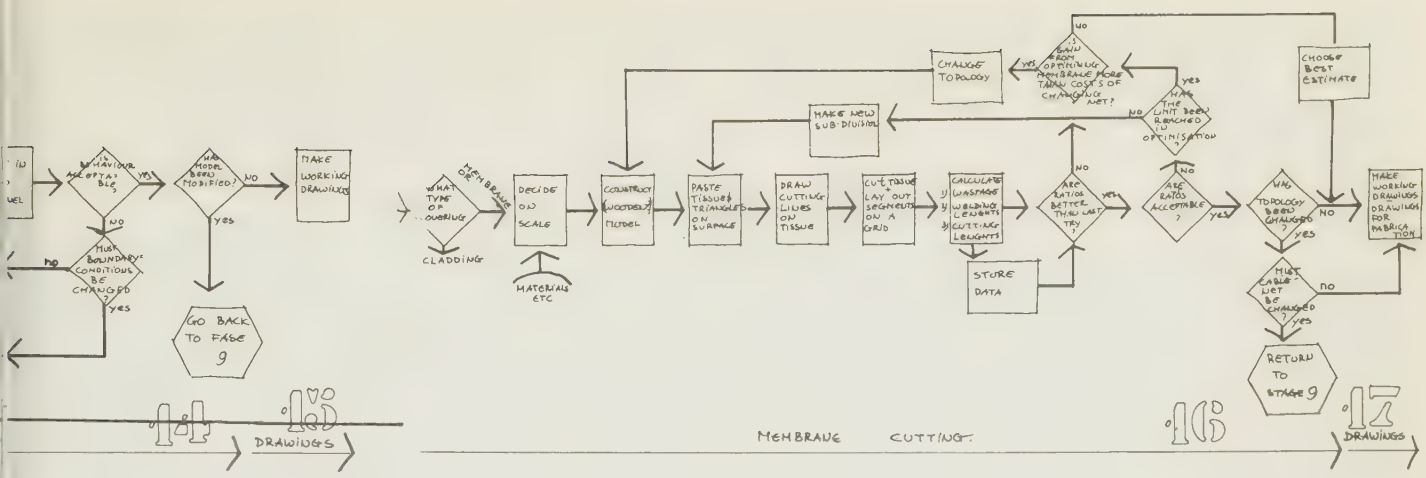
4. Strain gauges

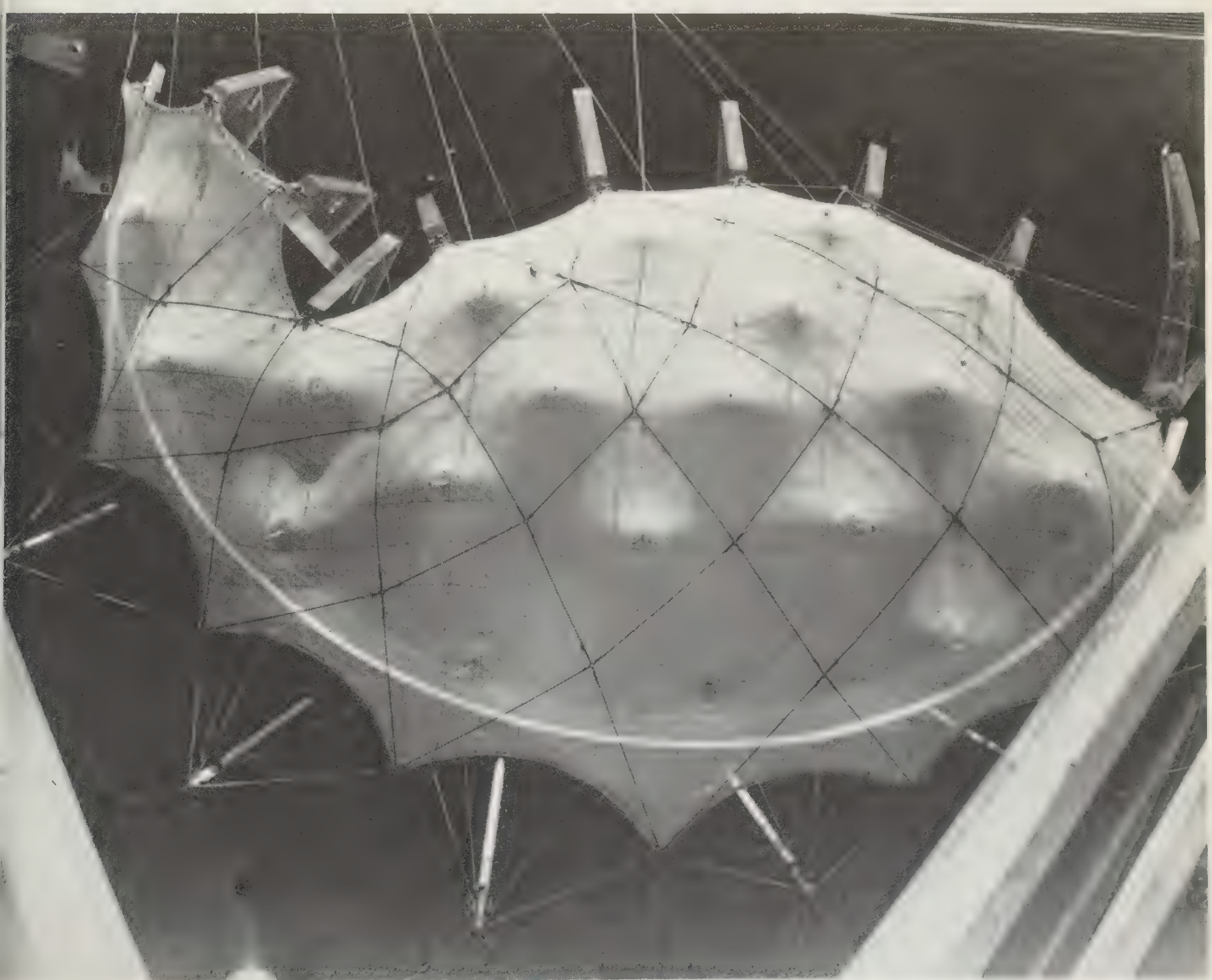
In order to measure the wire tension of the net on enough places at the same time, two types of strain gauges were used, working in the same mechanical deflection principle: the older Steager-gauges (developed at IL in '66/'67 for Montreal) with a scale and a needle hand, but since the beginning of '70 the new strain gauges that were also developed at IL especially for the Munich job because the Steager-gauges appeared to be too inaccurate for the finer scale of Munich.

On the wire three points are clamped. The central point gives a defined deflection of the wire (i.e. it works opposite to the two other points) and is connected to the gauger spring. When a tensile force is acting in the wire, the gauge spring deforms proportionally to the new force Z. This deflection is transferred to the hand that shows a value without dimension. This value gives with the help of a corresponding gauge table the unknown size of the tensile force Z in kp.

The scales and faces of the new gauges have been designed to be easily read and photographed despite miniaturisation. They can be read as a watch: divided in minutes. Two square blocks left of the hand on the face simplify readability; they form the minutes of a watch in a

21. *Graphic representation of the design process, by means of models, in the Frei Otto's atelier (drawing by a group of students, among which Mick Eekhout);* **22,23,24,25,26,27.** *The initial investigations into actually constructing the competition design were carried out by Behnisch & Partners in Stuttgart and Munich as well as in Frei Otto's Studio in Berlin. The photographs are taken from an individual test carried out on a part of the stadium roof with the aid of fine tulle. Two fields were built suspended between vertical plexiglass panels. The tests were carried out to find the system of the main supporting structure, mast height and slope, size and location of hanging masts, size and curvature of the net facets. The net surface runs down to ground level to have an easy water drainage system and to create a space behind the grandstands, a principle which was left pretty soon because of higher costs. The tulle model gives a good impression of the curved surface and its relation in the total environment;* **28.** *The final proposal. However the visual impression is partly false because the eyes are covered now with the same plexiglass roofskin as the large net facets have (they do not serve as skylights anymore). Further the rear part of the intermediate structure is not executed because of financial reasons;* **29.** *After the rough tulle finer polyester tulle is used to get a better surface tension: one of the stadium proposals;* **30.** *Frei Otto taking photographs of the provisorial part of the swimming arena, for contour lines of the roof. The system is to use parallel light bundles and project them in a defined angle (here horizontally in the model) on the roof surface. A grid was drawn on a plexiglass plate. The thickness and distances of the projected lines are an indication for the spatial curvature. The model was made of natural silk, to be able to make the roof from one piece (by its high elasticity and deformability);* **31.** *Silk model of the temporary roof of the swimming arena;* **32.** *Under tension prefabricated steel spring wire nets are mounted on the rigid steel frame between pylons and fundament points.*


DRAWINGS
MEMBRANE CUTTING
DRAWINGS
MAKE WORKING DRAWINGS
GO BACK TO PAGE 9
MAKE WORKING DRAWINGS FOR FABRICATION
RETURN TO STAGE 9
CHOOSE BEST ESTIMATE
CHANGE TOPOLOGY
MAKE NEW SUB-DIVISION
DECIDE ON SCALE
MATERIALS ETC
CLADDING
DRAW CUTTING LINES ON TISSUE
STORE DATA
ARE RATIOS ACCEPTABLE ?
ARE RATIOS BETTER THAN LAST TRY ?
TOPOLOGY BEEN CHANGED ?
MUST TABLE BE CHANGED ?
MUST BOUNDARY CONDITIONS BE CHANGED ?
HAS MODEL BEEN MODIFIED ?
HAS THE LIMIT BEEN REACHED IN OPTIMISATION ?
GAIN FROM OPTIMISING MEMBRANE MORE THAN COSTS OF CHANGING NET ?

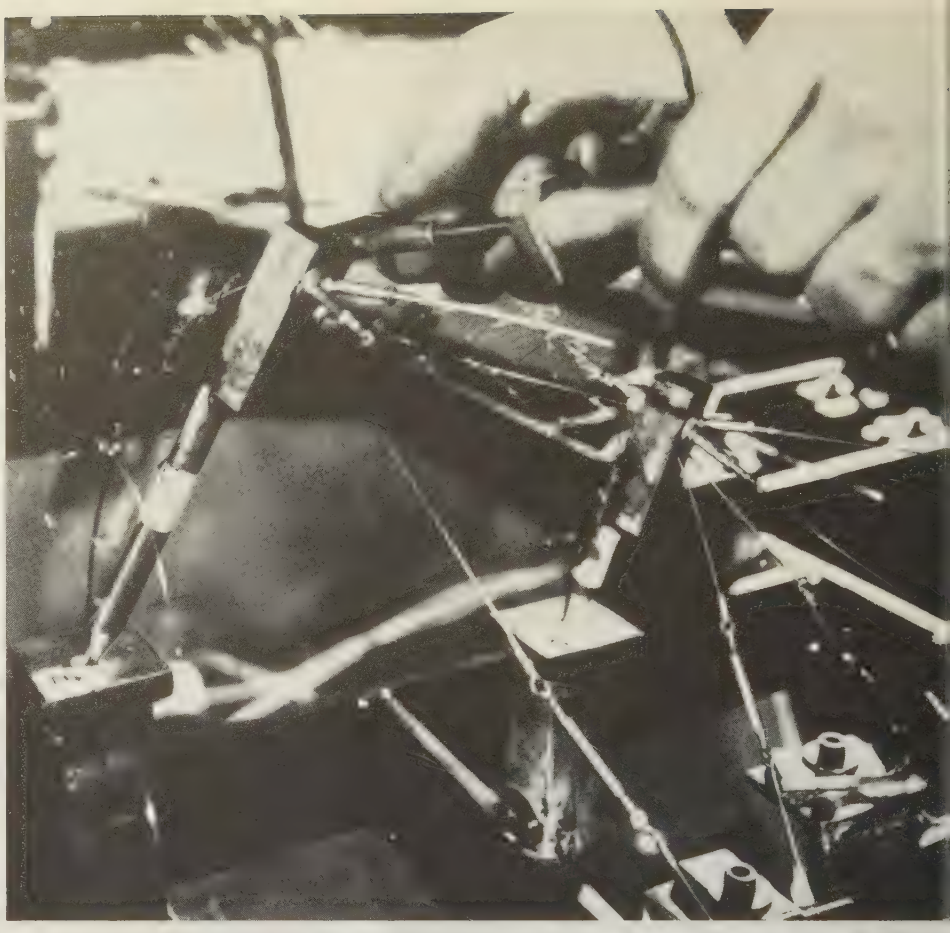


five minutes part. The gauge can be interpolated up to ± 0.1 minute. The accuracy on the back-and-forth-measurement based on the middle calibration curve, is ± 1.35 %, while the accuracy of the Steager-gauges was only about 10 %. The mini-sized gauges can only be handled with a special pair of telescoping tongs.

By means of loading tests it is possible to simulate symmetrical, asymmetrical and even antisymmetrical or arbitrary loading cases for snow and wind. The loading of the surface is realised on the intersection points by defined weights. Every piece hanging under an intersection point in the modelnet represents the deadweight or deadweight+snow/wind loads for a roof surface of 9 sqm in the actual structure.

The undertaken loading processes could be described as follows: Underneath the measuring model there is a plain on a pneumatic lift mechanism. On this plain the weights are resting; they are connected with the corresponding intersection points in the wire net surface by means of chains. In the situation when the weights do not hang free — because the lift mechanism is at its highest position — so when the weights are not supported by the net, we could say that the net is unloaded (apart from the deadweight of the chains which will have to be in equilibrium with the total deadweight of the actual cable net+roofskin). By deflating the pneumatic mechanism, the plain itself sinks in a few minutes till every weight is hanging free, the complete loading is beared by the intersection points.

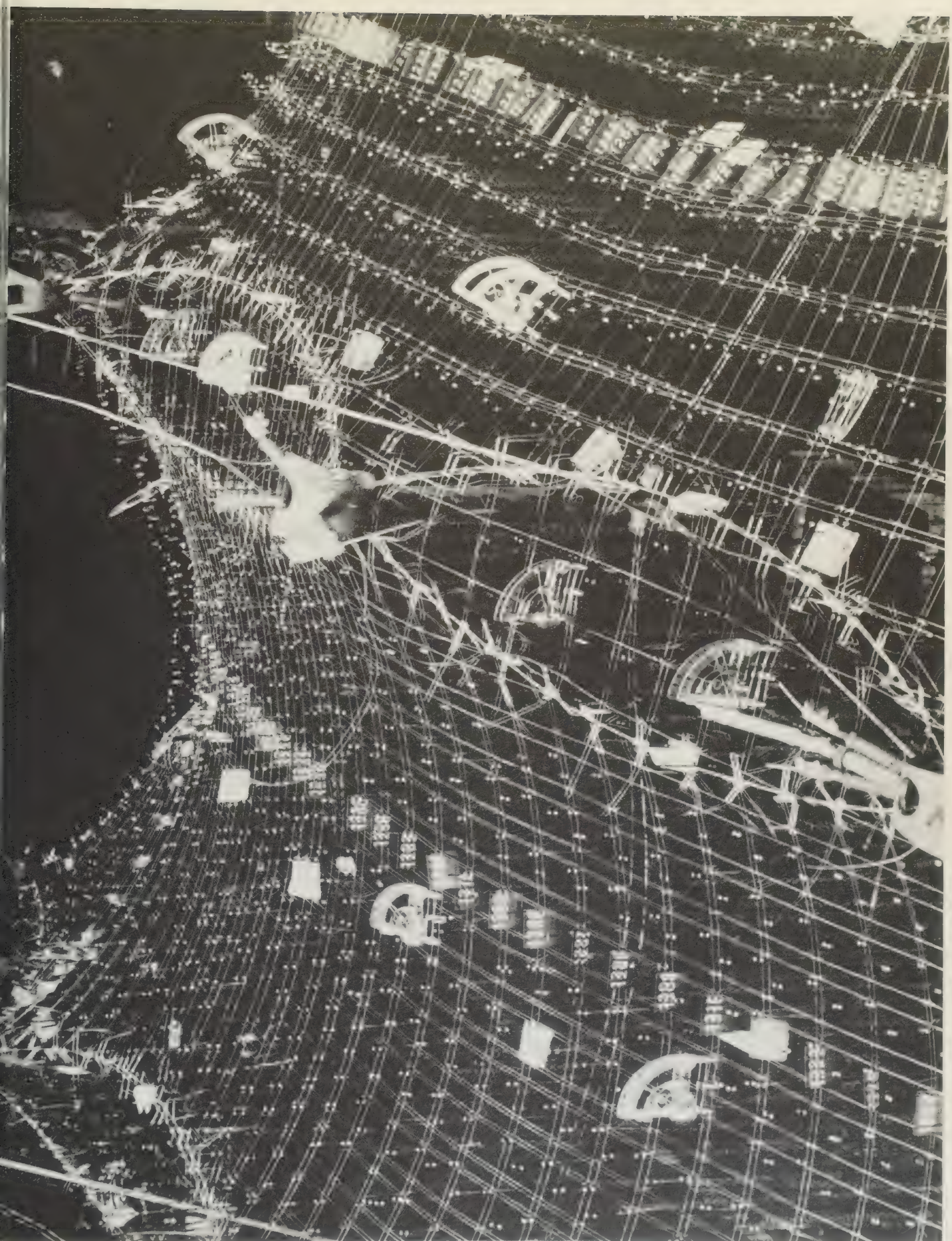
In this case the measuring model deforms and the forces in the net change. This happening is fixed on photographs of measurements of forces (by the gauges) and of deformations (special marked rods to measure the difference in height) and of angle deformations (by paper protractors). The strain-gauges are used in the net and in the main supporting wires the measurement was performed with wire-string-gauges by the Institute for Model Statics in Stuttgart. By using corresponding tables one could get a pretty good picture of the load bearing characteristics in the actual structure. The photographs taken are mostly double exposured, once in the unloaded and once in the loaded situation. To get an exact picture of what happens and to exclude the influences of creep and other troubling factors, the photographs had to be taken all in a few minutes, the real reason why some twenty Linhoff camera's were used during the final loading tests of the measuring models at IL in April/May 1970.



32

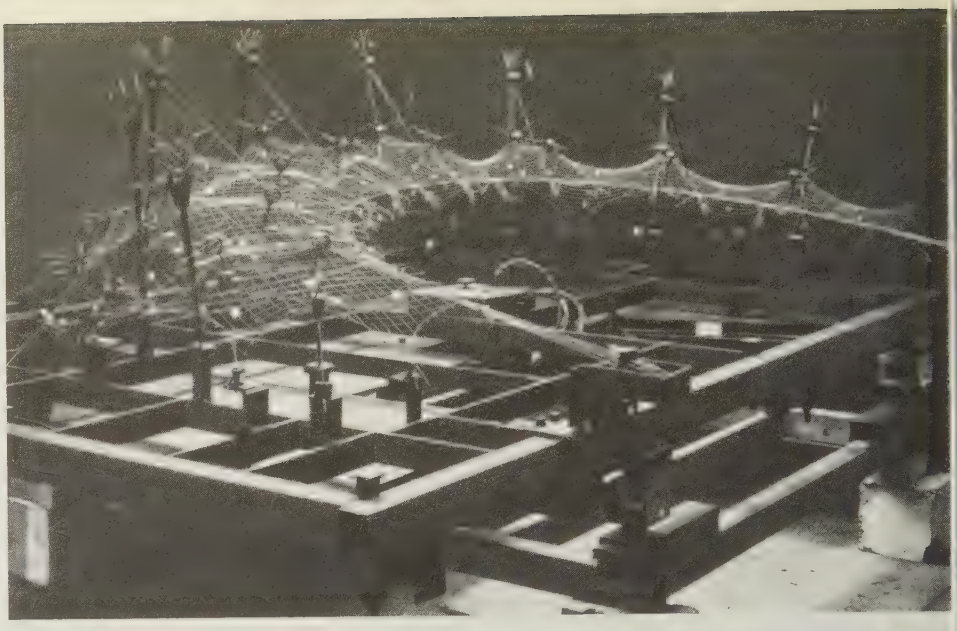


33

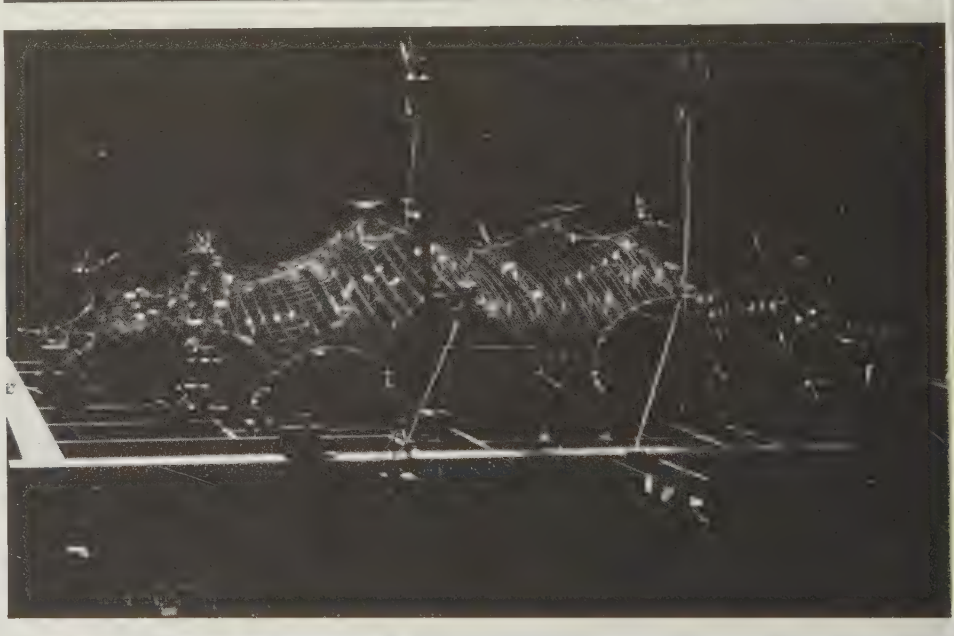


34

33. *After soldering of thin copper wires to the steel spring wire, the two bundles of steel wires are knotted together in a framework to form meshes with an exact square mesh (in model technique terms). This frame contains the net for the swimming arena in the Institute for Lightweight structures, which is accommodated in the experimental structure for Montreal. In the two years of modelwork at IL, nearly 70 people at the same time were working there, most of them students;* **34.** *Preliminary model photographs for the gymnasium (summer 1969) on measuring models. Double exposured pictures of an actual laoding situation of 125 kp/sqm;* **35,36,37.** *Design of strain gauges. Strain is a measurement of extension over a known length and has a direct relationship to the force in the cable.*



38

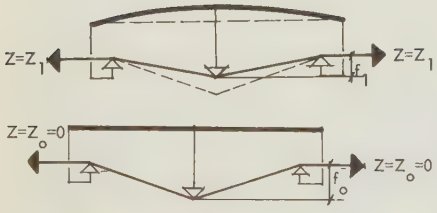


39

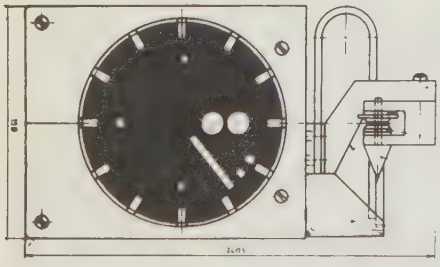


40

35

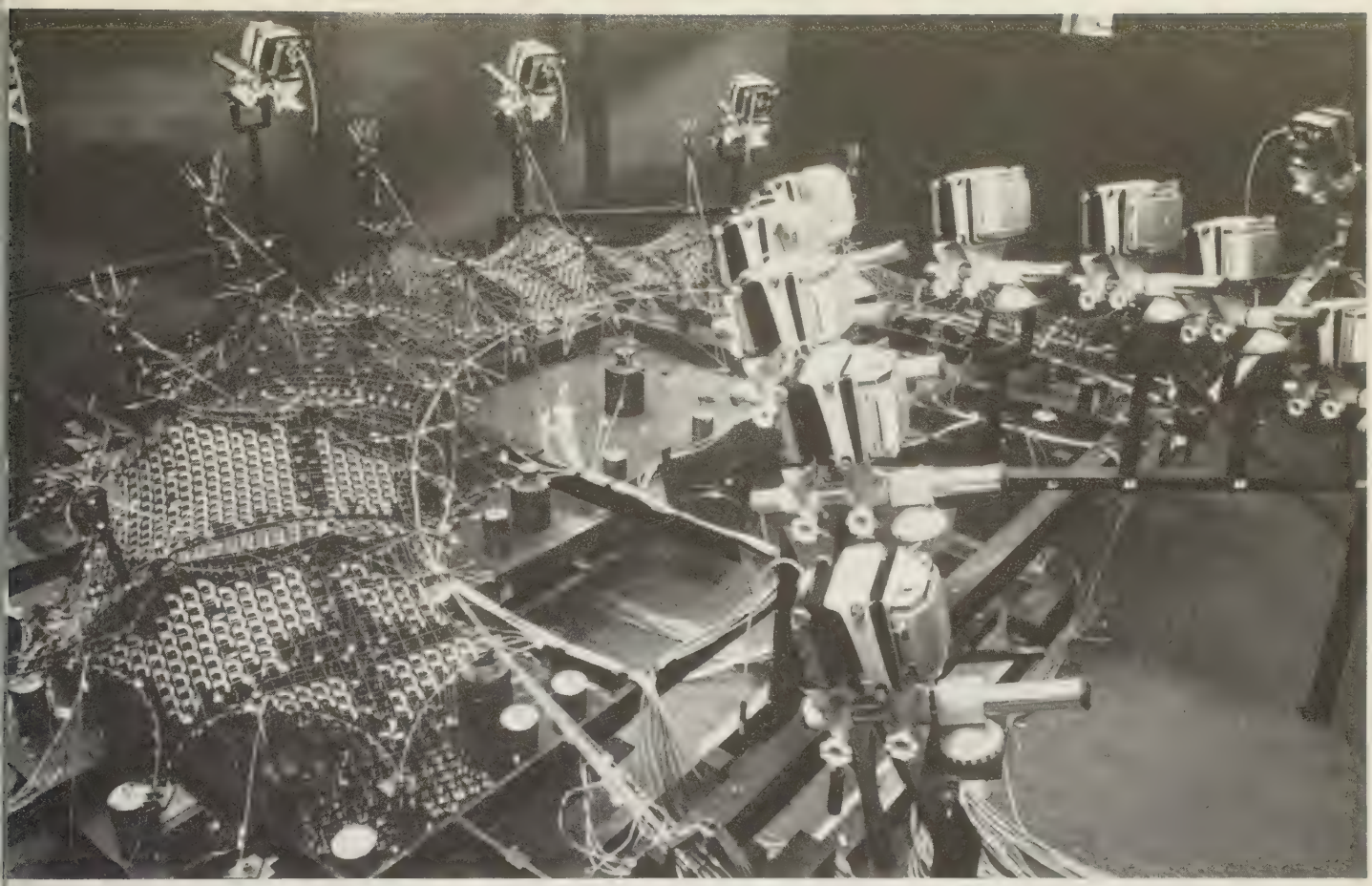


36

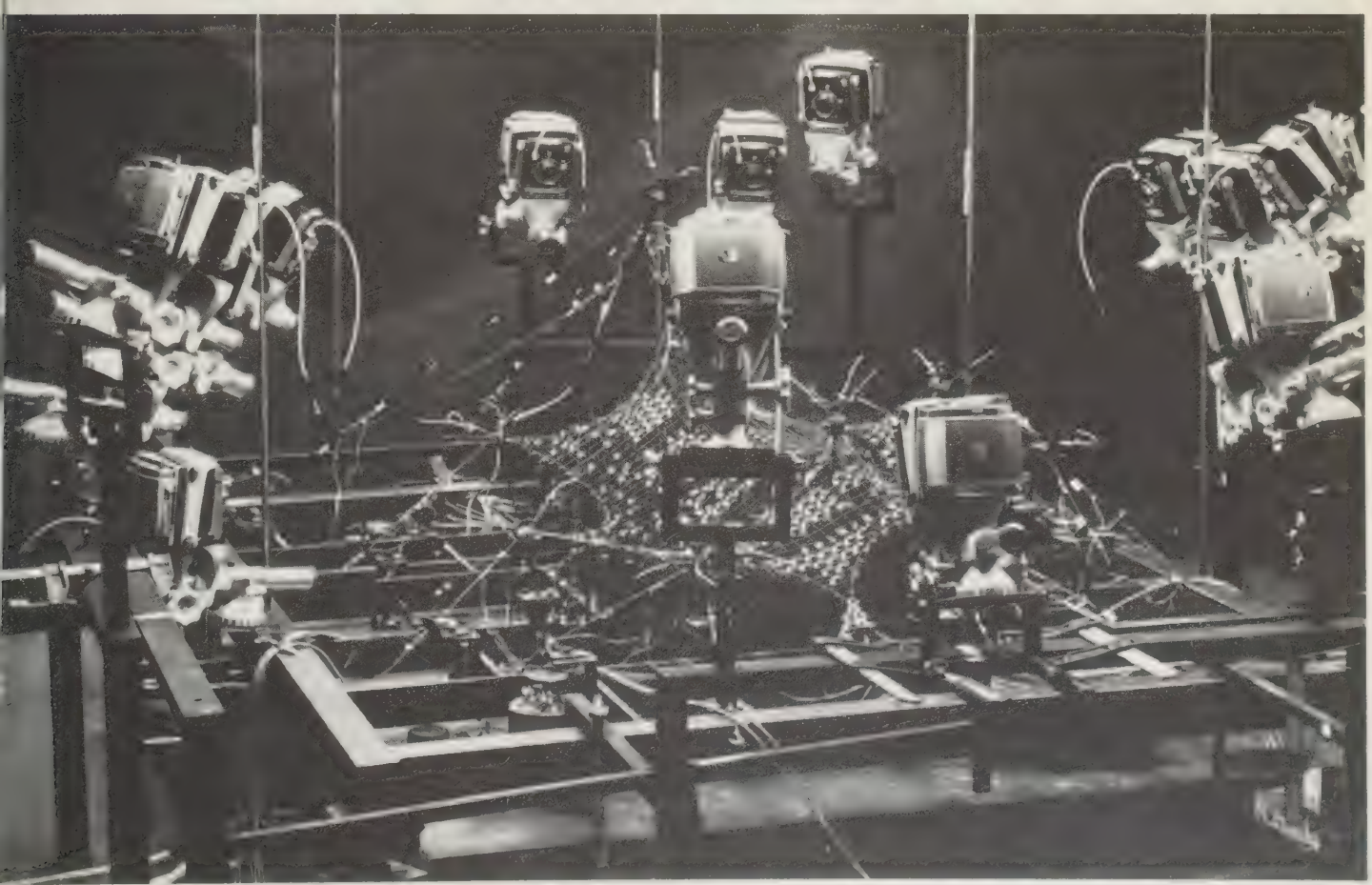


37





41



42

« THE APPLICATION OF GEODETIC TECHNIQUES » (*ref. 14*)

1. Montreal

The work that the Institute for Geodesy (IFG), prof. Klaus Linkwitz, has done on the Olympic roofs for Munich, has its starting point in the collaboration with Frei Otto dating back to the time when the German pavilion for the EXPO '67 in Montreal was built. At that time the state of the art was as follows:
a model was built on a scale 1:75 which had geometrical and elastical properties similar to the roof itself. This model was built by the Institute of Lightweight structures of Frei Otto, and all necessary measurements were taken with a mechanical three-dimensional coordinatograph. The entire survey consisted of:
1. a contour plan of the entire roof,
2. photographing the peripheral area with an amateur camera. After projecting the correct scale and arranging the individual photographs, the development of the edge cables, and with that the pattern, was determinated.
Collaboration with Frei Otto was accidental. In the case of Montreal first tests were made after the actual work was completed by drawing contours and cross sections automatically which work is included in the dissertation by W. Faig about the photogrammetrical survey of soap membranes.
Between 1967 and 1969 further experiments to improve the technique of measuring, especially in application of photogrammetry to this work, were made.

2. Photogrammetrical and geodetic survey and measuring

Former models of cable net structures were not measured photogrammetrically, but rather with a 3-D measuring table. The advantages of the results and experiences of the photogrammetrical method are:
1. the photogrammetrical measurement represents the now-situation of the model, and shows then the geometrical configuration of a collection of corresponding intersection points. Because of the strong pre-stress in the models, the geometrical proportions change in the course of time, which influenced the 3-D table measurements disadvantageous;
2. photographs are an objective document allowing for reconstruction, about the situation of the model at the exact time the photographs were taken; they have therefore the conclusive force by disentanglement of competencies and responsibilities;
3. by the respective choice of the photo scale, it is up to the user to measure out the total model or only a part of it at one go. The conventional 3-D measuring table was for example too small to take the entire stadium model and measure it out;
4. the focus and measure accuracy in the translation device is about the same as the adjustment of the mechanical plumbline. Hardly accessible points often cannot be measured mechanically while the model can be penetrated photogrammetrically;
5. the 3-D table is irreplaceable however during construction of the model, even when it is built according to fixed geometrical data. The 3-D table offers also advantages when only single points have to be measured: then there is no orientation and calculation work.

3. Measuring models

For the Munich project the measuring models were built and investigated mainly in 1969. They were photographed with the Galileo-Veroplast-Bicamera and a camera developed at the IFG itself. After preparing masts and system points with auxiliary constructions the coordinates of points which could not directly be determinated such as fundaments could be computed with help of these auxiliary devices. The field of pass points independent of the model was determined by precise levelling and intersection with an accuracy of $\pm$ 0.2 mm. With their help the inner orientation of the camera could be checked and connected, and a first absolute orientation could be made.
After a quotational calibration of each photograph the photographs of the measuring models were restitued in the WILD A 8 and ZEISS C 8, each equipped with an automatic registration device. The results were:
1. coordinates of all system points;
2. developments of the individual edge cables into the plane;
3. contour plans of the roof.

4. First statical analysis

With this data and the results of loading and deformation measurements on the models, the engineers made the first static calculations, and determined the dimensions, the constructing companies determined the foundations, and the steel companies ordered the steel parts for the system points. Along similar considerations the Institute of Frei Otto constructed entirely new and geometrically very exact pattern models.

5. Pattern models

Using the results found on the measuring models the pattern models could be constructed. According to the planning concept the pattern models should have been enlarged by 125 and transformed directly into nature. Therefore it was necessary that these pattern models were as exact as possible, especially in their geometric dimensions. Following this concept means that all errors of the model 125 times enlarged would reappear after the construction is realized. During restitution it was found that the narrow tolerances of the pattern model could not be realized by the model constructors nor by the measurements.
Measurements of the pattern models for determination of the pattern were chiefly made on the ZEISS comparator PSK. At the beginning the opinion prevailed that the measurements can be restricted to the system points and the peripheral areas. Since, however, the nets in the models could not be constructed as equal meshed nets which is the basis for the proposed way of determining the pattern, all intersection points in the net had to be measured. The photogrammetrically determined coordinates of the intersection points were the starting and approximate values for computation and drawing of a correct pattern.
With that the original planning concept to use actual model measurements for the pattern could not be maintained. It was necessary to develop methods by which the model measurements could be improved in such a way that the improved data could be used for the transformation into nature.

6. Mathematical-geometrical improvement

To begin with, improvement of data was based on geometrical and plausibility criteria which, after having set up corresponding algorithms for computation, were solved on large capacity electronic computers. These geometrical-mathematical corrections consisted of:
1. the observed coordinates of the intersection points in the inner part of the nets were not strictly equal meshed and were made equal meshed by a program called « Äquidistant » (for the interior area);
2. the edge cables as found by measurements were not strictly harmonic; the program « Edge cable adjustment » consisted of smoothening the edge cables in their angle pictures between adjacent system points, the curvature of the edge cables was concave at every point and jumps did not occur;

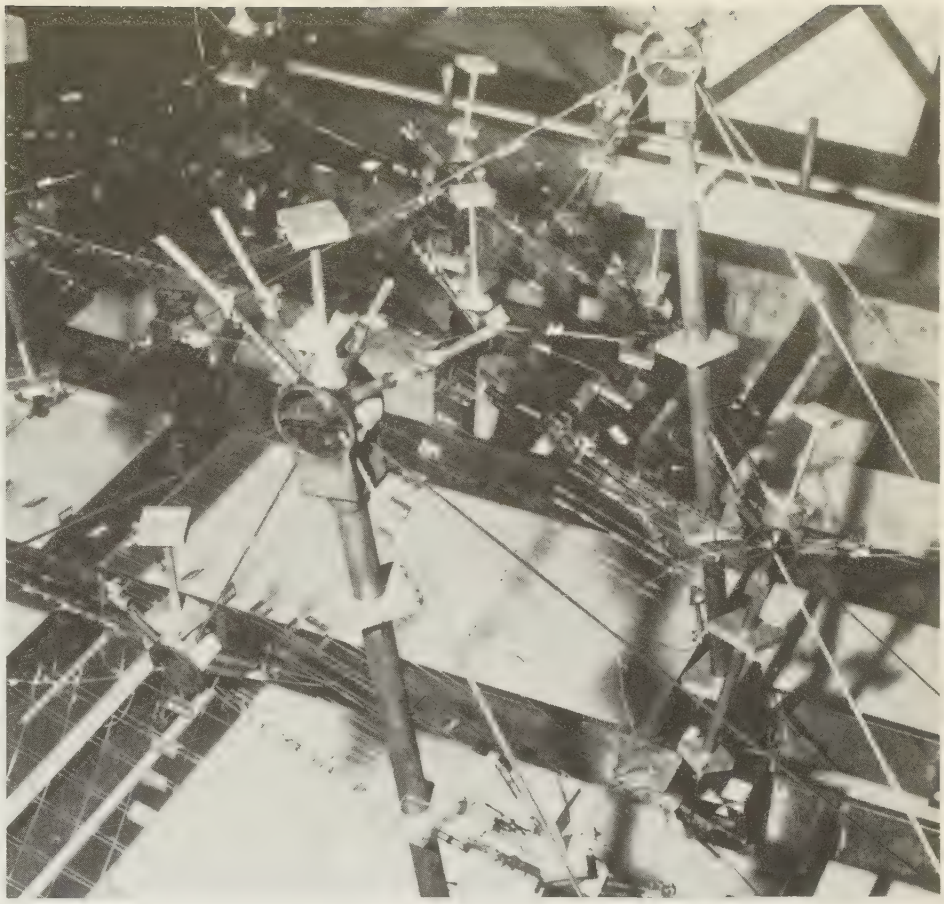
'. in the models every fourth cable was ctually realized. First the models had m meshes. This 3 m net was broken lown to a 75 cm net by a three dimen- ional geometrical interpolation, after vhich the orthogonal projection of the dge cable area into adjusting planes vas possible. The pattern plans of each dge cable area consist sometimes of 8 ill 10 individual plans which were all lrafted automatically on a Kingmatic lrafting machine scale 1:10. (Totally ibout 3700 sqm pattern plans were nade).

7. Mathematical-static computations

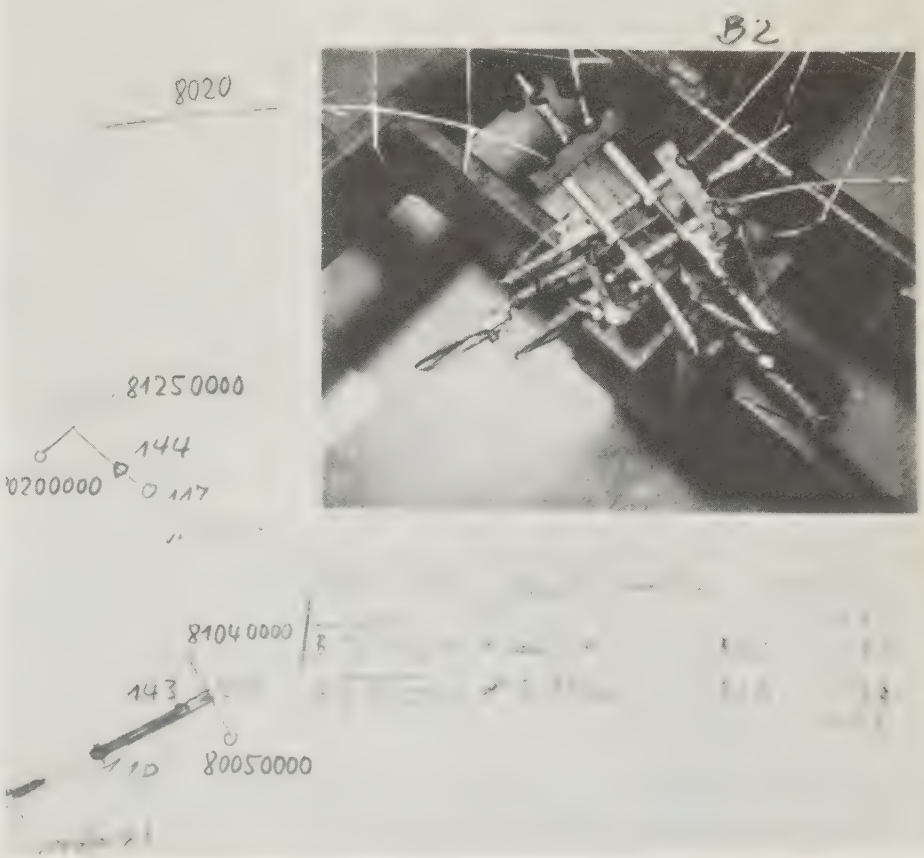
During the summer of 1969 IFG already ealised that the geometrical-mathemat- cal improvement of the models would iot be sufficient, and further that with these methods a theoretically correct model could not be found. For with the geometrical-mathematical method of de- ermining the pattern in which the ob- served values are improved by plausibility it is not possible to produce an exact net. Such an exact net can only be ob- tained with mathemathical-static com- putational methods.

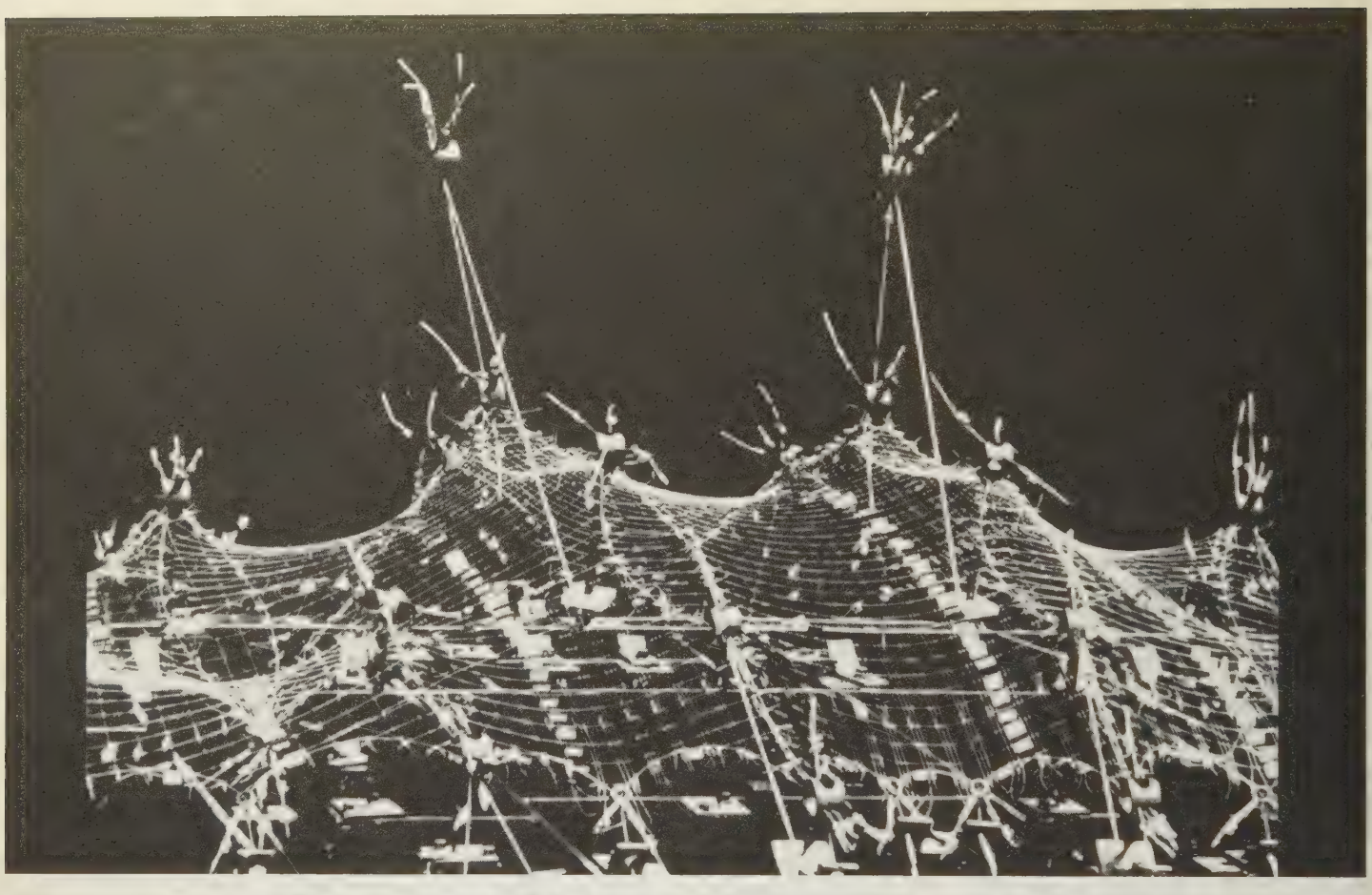
What may be asked for is a theoretically correct model. The individual wires of the model are pre-stressed by applied ten- sile forces. Each intersection of the inner net has 4 cables attached to it and there- fore 4 directed forces. In the peripheral area 3 attached wires and therefore 3 directed forces are applied at each in- tersection. These forces must result in equilibrium. From the fact that there must be equilibrium between the direc- ted forces at every point of the net, one may conclude that the geometrical shape of the total net is such a figure of equi- librium at which equilibrium prevails at every intersection.

All measurements made at the model, i.e. measurements of coordinates of individ- ual intersections and measurement of forces in selected wires must be improv- ed in such a way that the figure com- puted using the improved measurements is a figure of equilibrium. This problem can be solved by means of rules of elasto- mechanics (theory of 2nd order) and the theory of adjustment according to the method of least squares. Resolution is provided by a non-linear problem, which, after differentiation, leads to a large num- ber of equations which have to be solved simultaneously. The number of equations is equal to three times the number of intersection points contained in the net which has to be computed, because for each point of intersection three non- linear equilibrium conditions can be

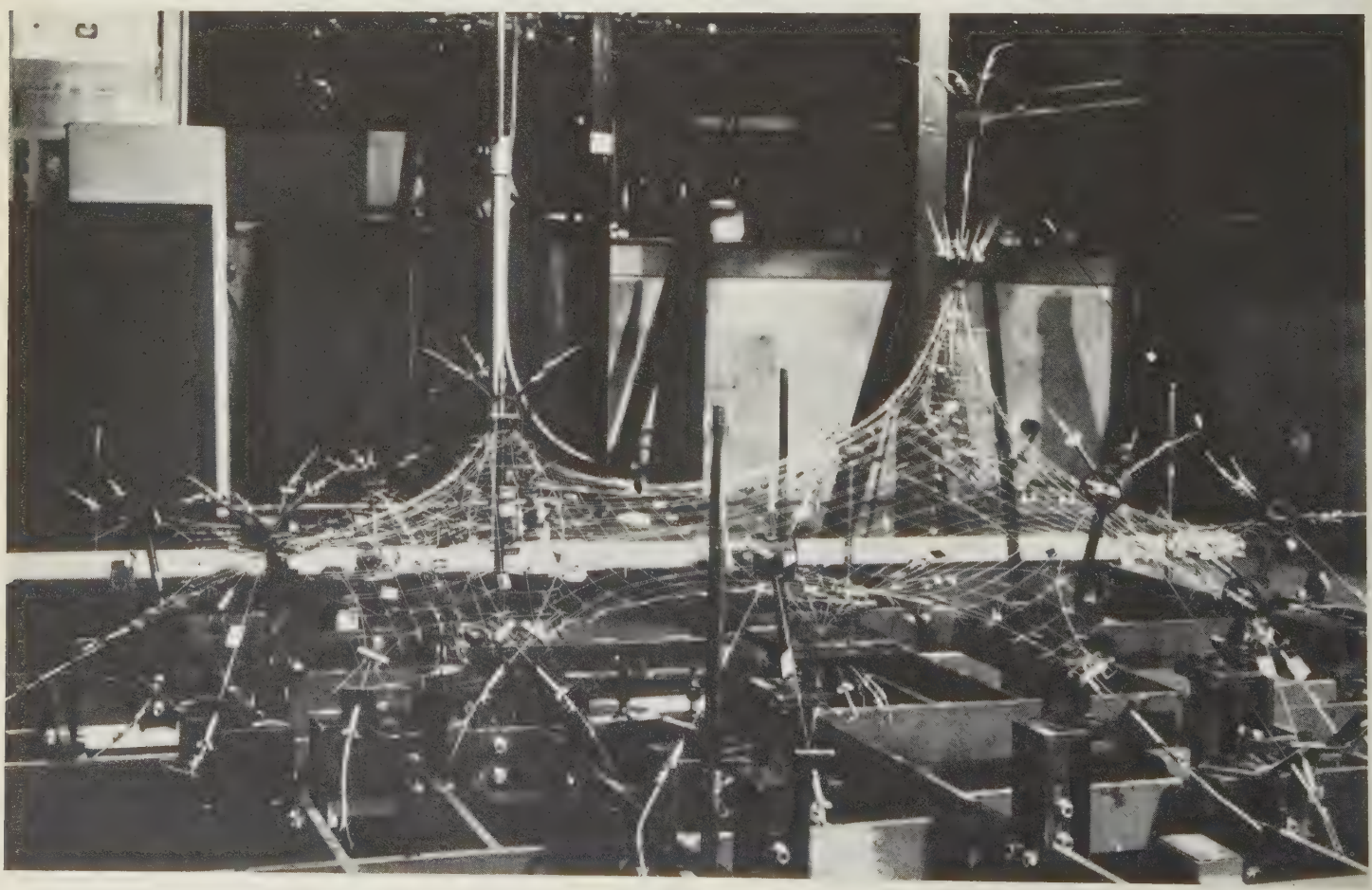


43





45



46

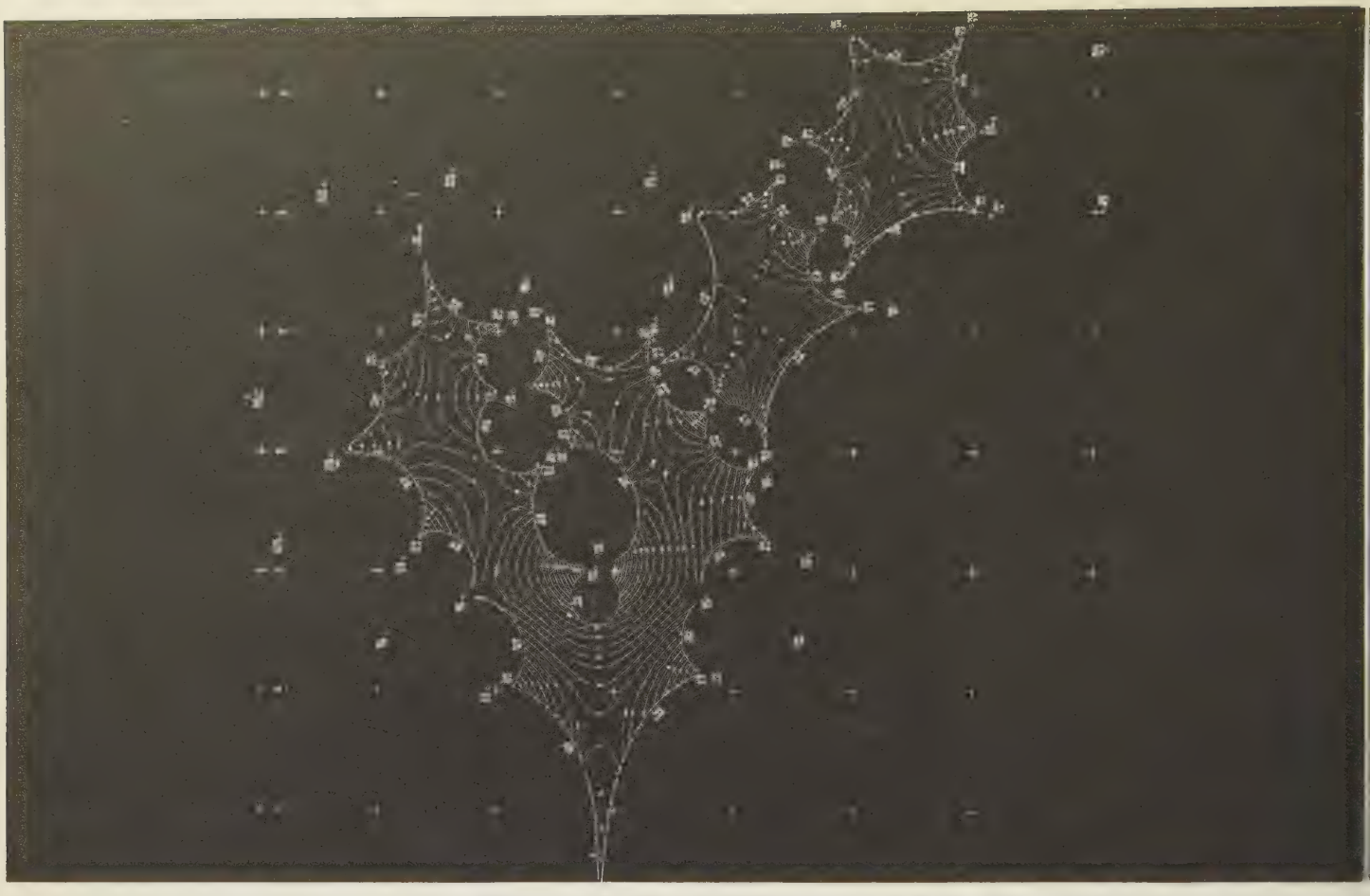


47

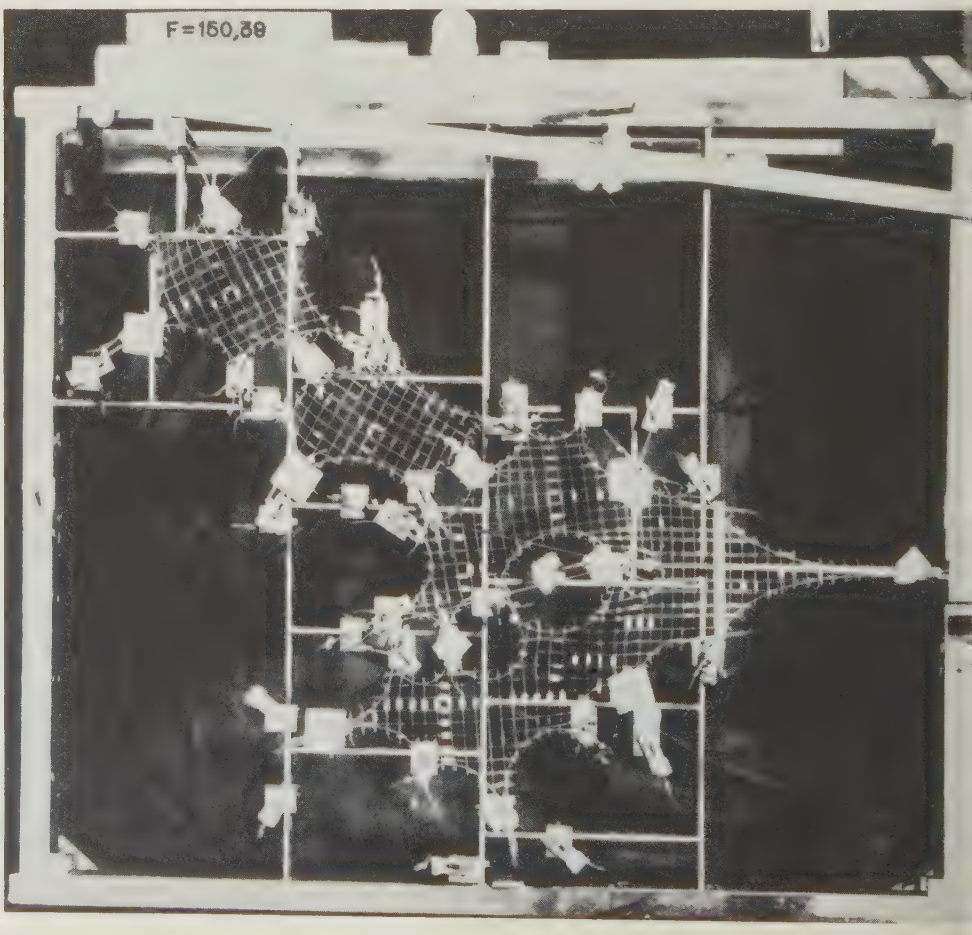
. Pattern model of stadium
ucture before the hanging
of the individual weights on the intersection
ints: approximately 3,600 pieces were needed.
ie size of this model was just too big to fit
der the 3-D measuring table; **39.** *Single*
posured photogram of the gymnasium pattern
)del before loading: the pneumatic buoyed
se plate for the weights is still raised;
41. *Final pattern model tests for the stadium*
of. Asymmetrical loading case. Using a
mber of Linhoff cameras, reproducible
otographic proof is obtained of the forces
d deformations measured in the final model
it. In the main supporting wires the
easurement was performed with wire string
uges by the Institute for Model Statics
Stuttgart, for which purpose the cables
e running on the floor to the electronic
ading device; **42.** *Final pattern model*
it of swimming arena;
. To find the coordinates of head and base
ints of the pylons, auxiliary devices were
ounted onto the shafts to allow indirect
termination in the measuring model;
. Detail of a net system point in the
easuring model, photographed with polaroid.
ch photos aid the operator during
stitution; **45.** *Pattern model of gymnasium;*
. Pattern model of swimming hall with
ntrol point staves. The coordinates are
terminated by intersection and precise
elling; **47.** *Analogue restitution of stereo*
otos of in this case a part of the stadium
th Wild A 8...; **48.** *... produces contour plans,*
ordinates of primary points and profiles.
dependent measurement of photo coordinates
th Zeiss PSK given after computation.



48



49



50

49. *... the spatial coordinates are measured and laid down in a contour plan of the total intermediate part structure;* **50.** *Photograph of one of two stereo cameras of the pattern model of the intermediate part. By combining the photographs taken by two separate cameras which become now a stereo photograph...;* **51.** *The positioning of the pattern plans for the representation of the periphery is done after spatial interpolation of the fine 0,75 m net in the rough 3.00 m net in the mathematically newly defined surface;* **52.** *The pattern plans, border sections projected into adjusting plans were automatically drawn by Ingenieurburo Dr. Hopp, Munich, with a Kingmatic drafting machine. The net is extrapolated over the edge cable to get as exact a polygon as possible;* **53.** *Geometrical-mathematical methods improve measurements but fail to result in an exact net which is arrived at with a statical-mathematical approach. To each point of intersection of cable three non-linear equilibrium conditions are formulated, giving a system of 3 n condition equations. After linearisation – including the 2. derivative – the final figure of equilibrium is computed by a least square adjustment. Automatically drawn plans of the photographically determinated coordinates are basis for the input for the static program.*

ated, with a system of n intersection points, one gets 3 times n equilibrium ondition equations.

y the end of 1969 IFG started to program the solution of the problem for the omputer CDC 6600 of the computing ntre in the Stuttgart university. First ccessful tests were made at the beginng of 1970, and during summer and ll of 1970 the nine sections of the stadium and afterwards all sections of the ntermediate part were calculated according to the new methods IFG had eveloped. As a result of the adjustment omputation with elasto-mechanical seondary conditions one gets the theoretically correct space coordinates of all oints of intersection in the net which orrespond to a figure of equilibrium and he also gets all the forces in the net.

Determination of the pattern

f these system points the pattern can ow directly be developed, and pattern lans can also be made directly. The eometric figure determined by the staticathematical computations which is theretically exact allows, by using certain haracteristics, a development in the lane in the area of the edge cables ithout any distortion. This led to a new ype of pattern plan for the intermediate ructure, showing the edge cable in its ntire length with adjacent net drawn by n automatic drafting machine at scale :10. To solve the problem systems of quations with up to 8,000 unknowns ad to be solved by the used CDC6600 lectronic computer (Fortran).

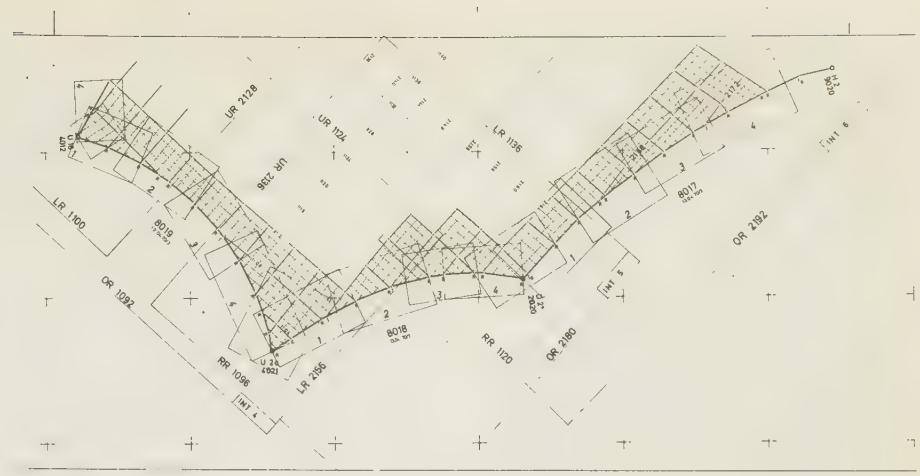
o demonstrate the results of these staticathematical computations some of the utomatically drawn plans and elevaons of the intermediate structure which ave a special esthetic appeal, are rinted.

t should be pointed out that also mathmatical-static computations, according o a different method as described here, ere used by the ISD of prof. Argyris n collaboration with the engineers Leohardt+Andrä to compute the gymasium.

he computational methods which reduce he accuracy required during model work hich, in the case of Montreal, still was ery high, had to be developed for the Munich roofs during the actual planing and projecting of the buildings. his meant for the group of engineers a remendous stress since the Munich erms were extremely tight.

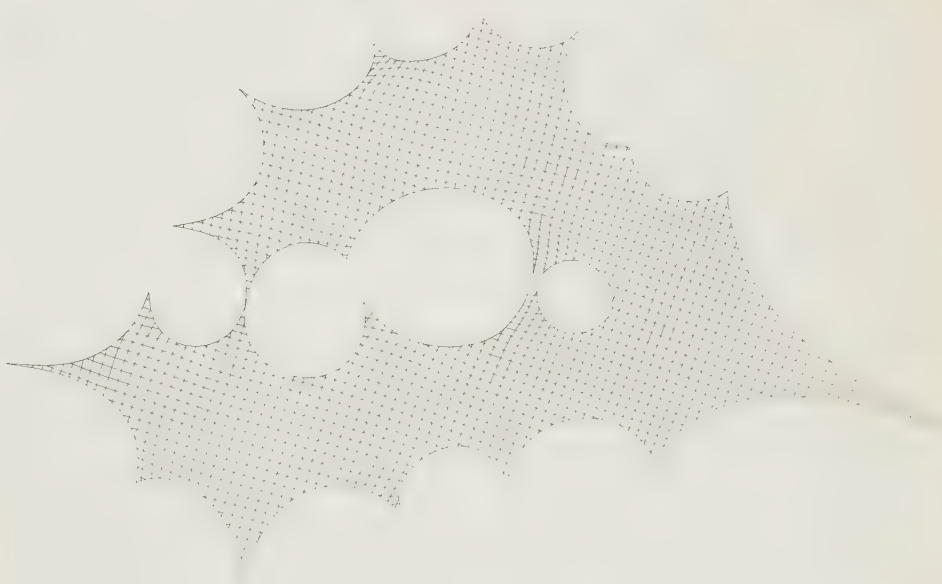
. Summary

o summarize the development and the ork of the Institute for Geodesy, we uote Klaus Linkwitz:



51

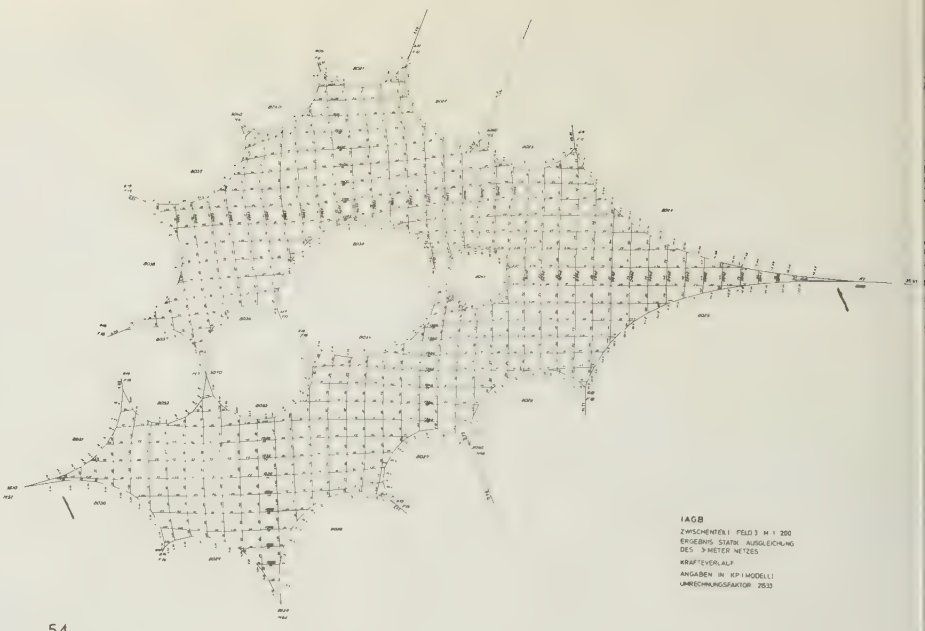

52


53

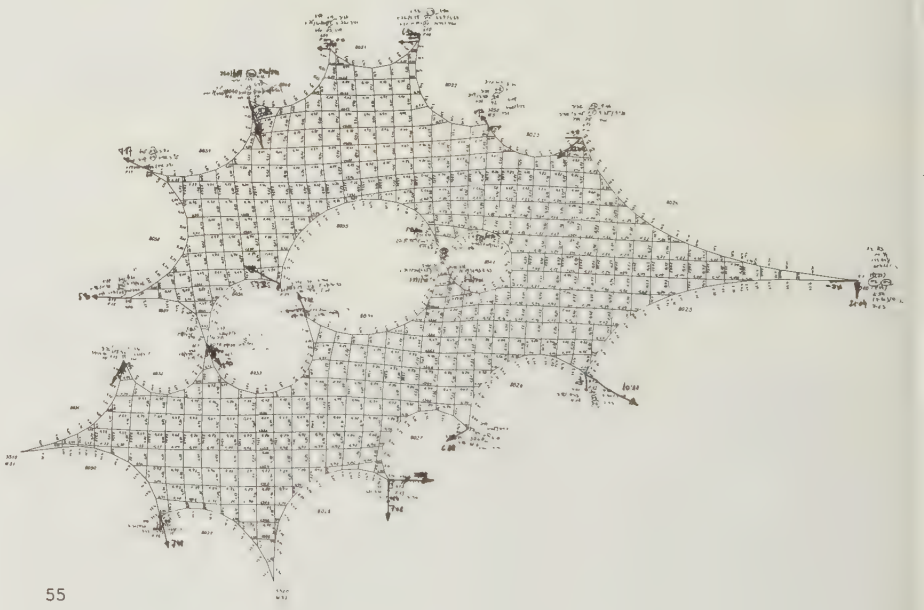
« According to my judgement, four points are significant in our work. These are:
1. photogrammetrical - geodetic survey and measuring. This part of the task contains taking the photogrammetrical pictures and restitution of the models in contour plans and coordinates. As a result one gets coordinates as approximate values which are entered either into the mathematical-geometrical or mathematical-static programs to be improved (as described);
2. the methods of the mathematical-geometrical improvement of the model data. This task is made up of the programs " Äquidistant " for producing an equal meshed net in the inner part. The adjustment of the edge cables and the the interpolation of the 75 cm net for the whole net;
3. the complex of programs for the mathematical-static computation to produce a theoretically exact figure of equilibrium which replaces the mathematical-geometrical computations;
4. the determination of the actual pattern in the sense that either the results of the mathematical-geometrical or mathematical-static computations are depicted as pattern plans in graphical manner and as tables for Arge Stahlbau Dach from which they can deduct the necessary data for actual construction. In the case of the mathematical-geometric computation the pattern plans can only be obtained via the orthogonal projection into suitable adjusting planes. In the case of the mathematical-static computations one has the possibility of developing the edge cables and adjacent net areas nearly exactly into the plane. »

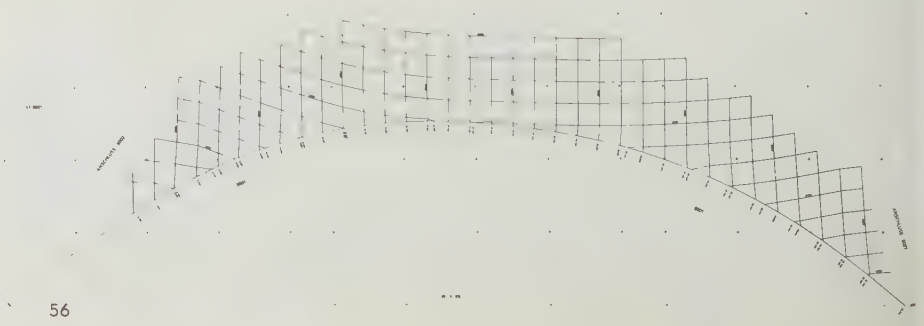
« USE OF COMPUTER CALCULATIONS FOR CABLE NET STRUCTURES » *(ref. 16)*

As has been pointed out before in chapter 6, in the cablenet constructions, appropriate selection of pre-stressed loads in the cables can produce almost any geometrical netform. Form is a function of loading. Since geometry is the major determinant of the supporting characteristics, particularly the size and direction of forces working on existing anchorage foundations, masts and guy cables, it is imperative that the required pre-stress condition be maintained in construction with a high degree of accuracy. The cutting of the net should be obtained therefore, with the highest possible accuracy to avoid that on the Oberwiesenfeld too much time is wasted with post-tensioning of the net or to avoid that under certain circumstances the re-



54


55


56

uired pre-tension is not reached at all. is self-evident that only an electronical lculation is able to supply for a net ith a prescribed form and pretension, a atically reasonable geometry and prac-cally any high accuracy. But this has nly become possible since the last two ears.

he entire roof construction is prefabri-ated. After suspension between fixed upport points and guy points, it must onfirm to the projected pre-stress con-ition. Therefore, prior to assembly, very structural member, in particular ach individual cable, — in a non-ten-on condition and without curvature — ust be shorter by exactly the degree of ubsequent stretching due to pre-stress, e. shorter than the distance between the vo fixed points between which it will e hung during assembly. This stretching omes up to an average of 10 cm for 45 m long cable. If a cable is 5 cm too ng or too short, the tensions in it will e off by 50 %. If this is a net cable of 5 m length, corresponding with the wire f a stadium field, its total length is easured neither during length deter-ination (pattern) nor during cutting length (manufacture) but rather the umber of 0.75 m net meshes which ield the total length, are counted: in is case 60 meshes. Therefore, in order achieve the above assumed 5 cm-er-r, it is sufficient if during manufacture ach mesh is 0.8 mm too long or too ort on a systematic basis. In terms of e pattern, this corresponds to a mesh rror of 0.007 mm in a modelscale of :125.

or an edgecable even a longitudinal rror causes a large slack error which is ansmitted into the net and represents a ngitudinal error for the net cables. onsequently, in pre-stressed cable net nstructions, small longitudinal errors re identical with extension errors, i.e. ery small strength errors. So the de-and for accuracy in determinating the attern (dimension data for the manufac-re of all structural components includ-g the foundations) and in the actual ssembly of the net is greater than in ny other method of construction. Ob-ously, absolute accuracy is unattainable. evertheless, the higher the initial de-ands, the lower the number of costly rrections during erection later.

, a new approach was sought for lon-tudinal determination which elimi-ates the uncertainties of smaller models at crop up in the face of even the most care. These uncertainties in the odel are to be found particularly in alisation of the exact mesh wire, the unequivocal definition of system points, and their transference to the actual struc-ture, the unavoidable rigidity of the wires used for the edge cables, the inaccuracy of the measuring instruments and, in addition, the fact that soldered models present only a transient situation because they change with time.

The difficulties described here were known before, but partly because experience was lacking about a scale enlarge-ment of 125 times and partly because there was not yet developed an alterna-tive for the modelwork, partly also be-cause of time-pressure, Frei Otto did start his modelwork at IL.

Apart of this Leonhardt + Andrä kept looking for a real partner who they finally found in '69/'70 in the person of prof. John Argyris and his colleagues Dieter Scharf and Th. Angelopoulos at the Institute of Statics and Dynamics in Aviation and Aerospace Construction at the University of Stuttgart. They were working on the analysis of very com-plicated constructions such as aeroplanes, weirs, bridges etc.

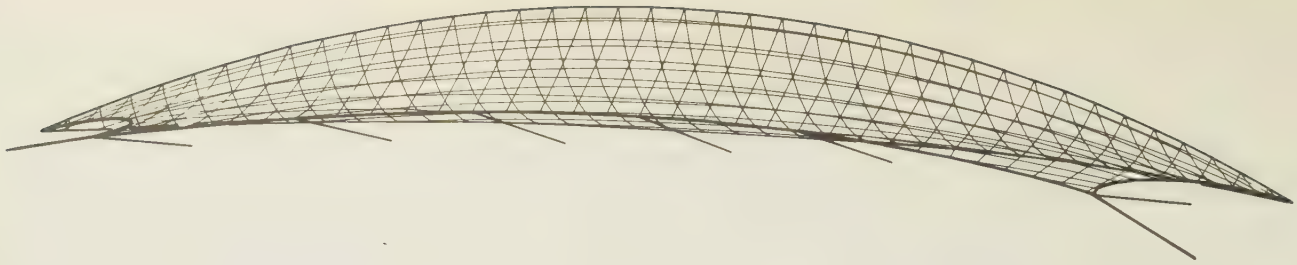
Basic theories for this work were already developed in 1959 by John Argyris, and applied in practice in this in fact unor-thodox way for the roof over the gym-nasium which, because of its complicat-ed geometry, was certain to embody the most difficult pattern problems. Using electronic computation procedures it was possible, with absolute statical and geo-metrical accuracy, to compute the geom-etry of the roof, i.e. the specific location of each system point and the length and strength of each cable segment while giving due considerations to the architec-tonic pre-conditions in the pre-stressed condition.

The main features of the method used by the ISD could be described briefly as follows: the proceeding has been based upon the socalled stiffness-matrix of a system which describes in these cases the deformability of an elastical and pre-stressed network as a linear relation be-tween deformation and loads. As a mat-ter of course the deformations and loads have to be represented by matrixes. The stiffness-matrix of a net is built up of easy to calculate element-stiffnesses of the individual bars on account of simple kinematical connections. The influence of the deformations on the state of equi-librium of the tensioned network (which causes the non-linearity of the problem) is given by a supplementary socalled geo-metrical stiffness of the bar elements, proportional to the bar force. In the starting geometry of a network the re-quirements for equilibrium are not met in general. The next step is then to a matrix of non-equilibrium requirements and to get by solving a linear equations system built up of stiffness- and loading-matrixes, deviations. They deform the network in such a way that the equilib-rium requirements are met better than in the starting phase. The final situation of equilibrium is in general not reached at once, because the stiffness-matrix can — strictly spoken — describe only the deformability for unendless small de-viations. When the just described relax-ation process is started again, one reaches however very soon a situation which can be arbitrary close to the situation of equilibrium.

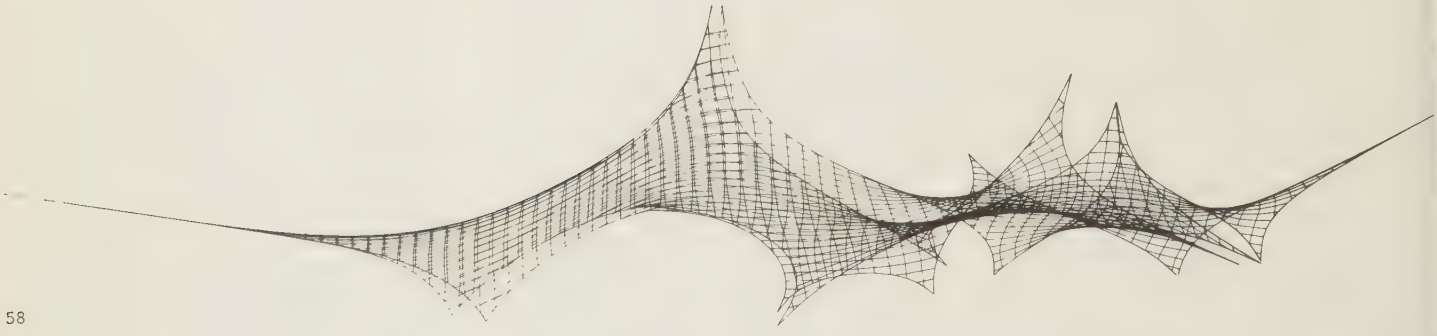
As was the case for the gymnasium, only a rough net with a 3 m mesh wire was computed. Nevertheless, sets of equations with ± 10,500 unknowns had to be sol-ved. The total gymnasium roof contains some 3,600 intersection points and about 6,500 bars.

The requirements for the starting geom-etry are more exact than in case of the modelwork, but in a way the two meth-ods can be compared. The matrix-de-viations-method starts from a situation in which the coordinates of the intersec-tion points, the unstretched lengths and elastical properties of the bars are given. In the starting geometry the equilibrium requirements are not or only very roughly met. The starting geometry is thus only defined by the requirements of the user (the architect); the task of the engineers is to realize a structure of the required form. For this purpose the network is calculated first with the aid of an analyt-ical proceeding, which was made in this case by Leonhardt + Andrä. These calculations give values for the neces-sary pre-tensions in the network on the ground of form and loading. At the same time the loading of the masts, edge, guy and main cables is obtained. All cables are dimensioned after these data. The data concerning sections and elastical properties of the bars are required of course also to form a rigidity-matrix. After these first statical calculations also those points are fixed in which the main cables and masts are fastened. In the analysis of the network according to the matrix-deviations-method, the best thing to do is to hold on those points.

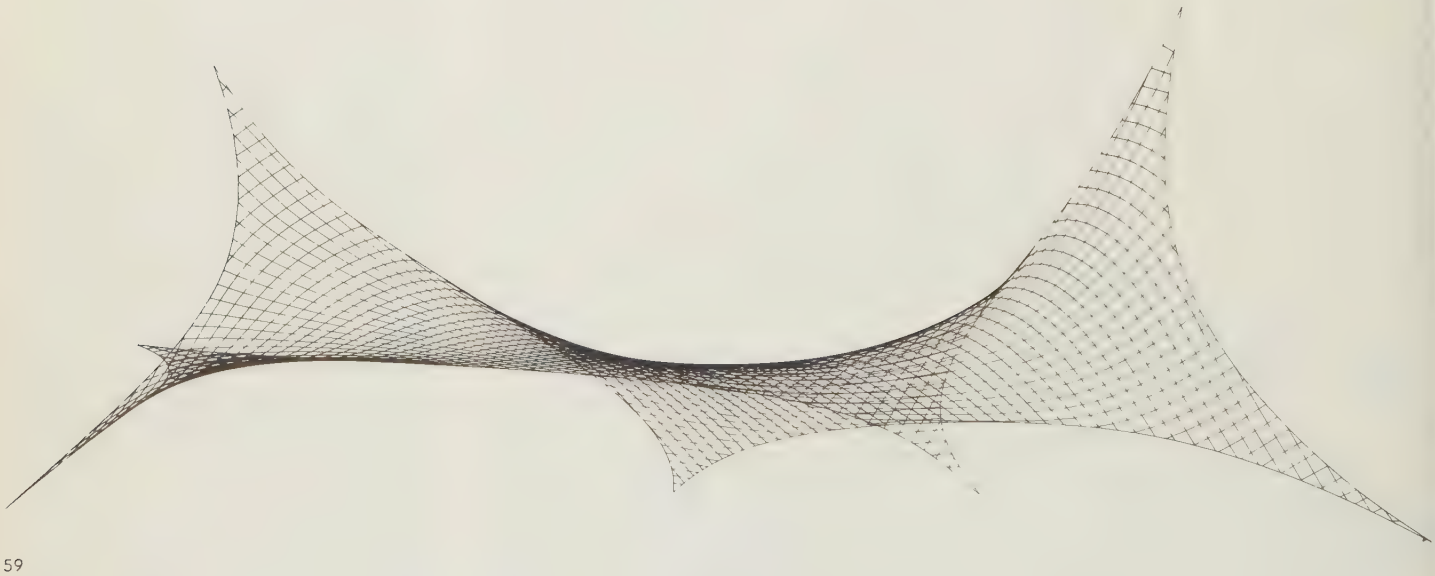
The exact situation of the foundations for the masts and the anchorage for the main cables and guy cables can be cal-culated exactly after the calculation of the network itself as a simple equilibrium equation. During construction of the Olympic roofs it was a very big han-



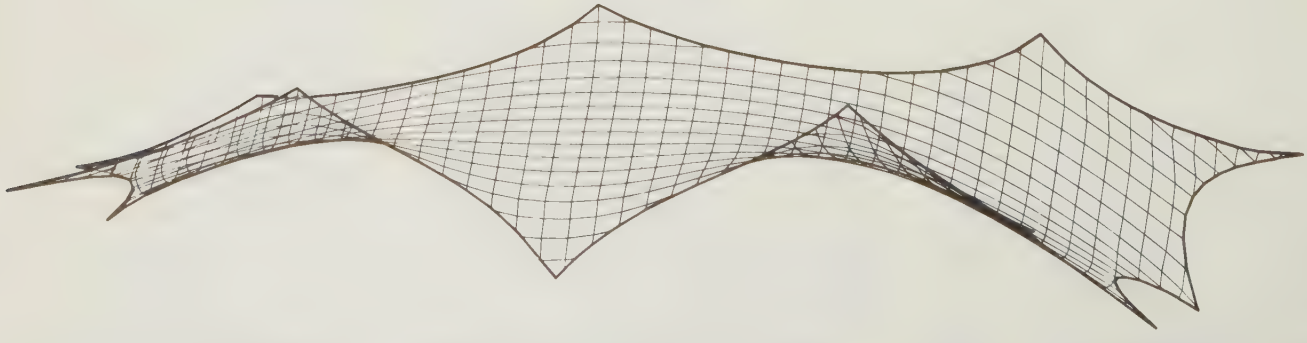
57



58

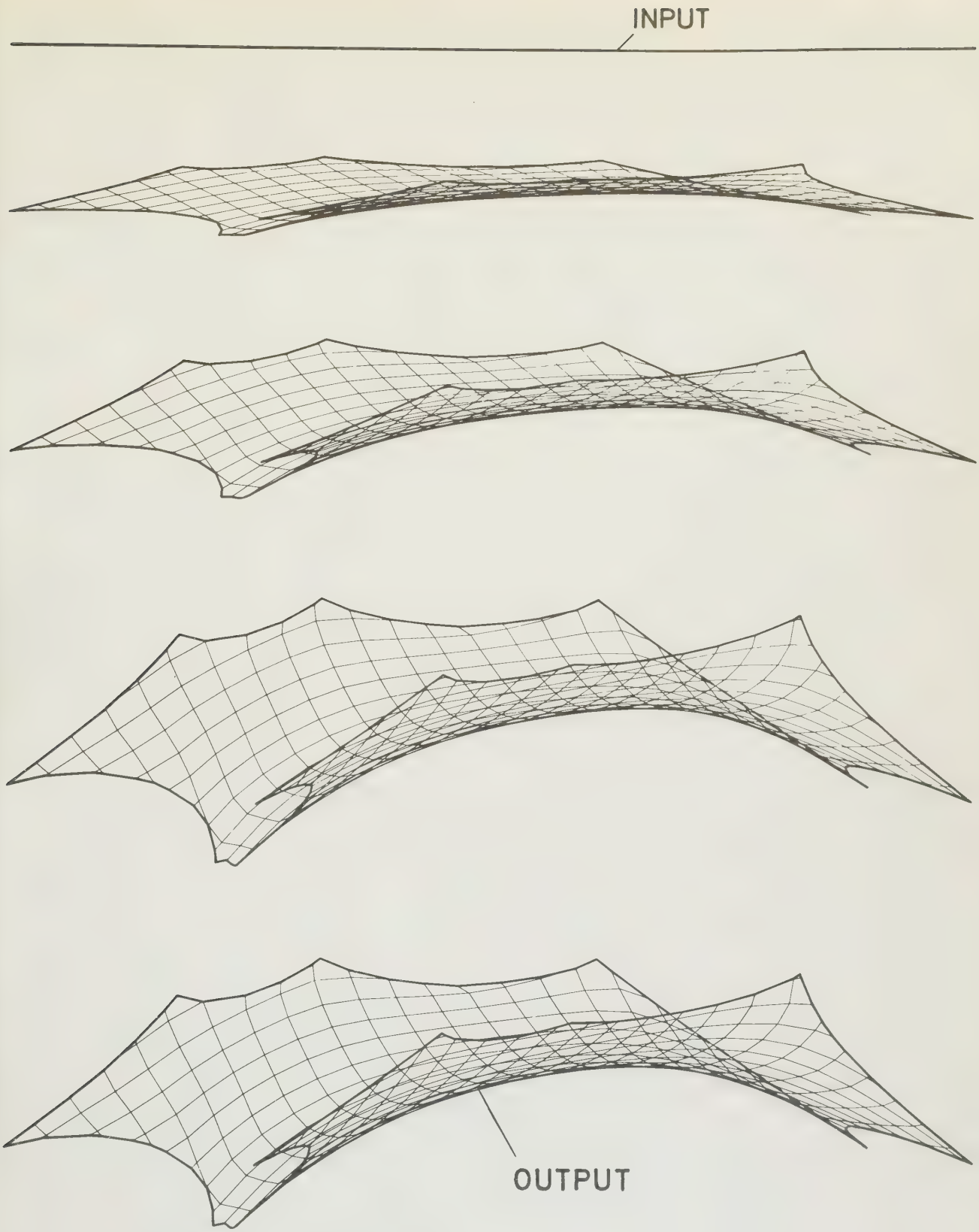


59



60

54. *Plan of 3 m net figure of equilibrium with cable forces;* **55.** *After interpolation of the net a new figure of equilibrium is computed. The resulting forces at points of the primary construction must aim towards the fundaments;* **56.** *Automatically drawn development of the border of the figure spatial lengths near the edge cable. These plans, together with the pattern plans (fig. 51) are the basis for detail construction and prefabrication of cables;*
57. *Automatically drawn front elevation of the Hannover stadium with a 6 m mesh. The three thick lines are the main edge cable and the two side edge cables. The back cable net is also drawn by the CIL plotter. Later the 3 intermediate cables (actual mesh with 1.50 m) are to be interpolated. Clearly shown is the very flat curvature, also caused by the simplicity of the design, which will require an extremely high pretension*



61

stabilize the system. The arch is to be efabricated as a triangular space truss arch. e cable net actually will be hung under the ch, by means of ridge cables and very short y cables (ease of erection and pre-stressing). this case the advantage of the stabilization the arch against asymmetrical buckling by the cable net itself will most probably be lost (when on the contrary the arch is stabilized elastically by the cable net when it lies in the two plains of the cable nets as an intersection line, one only needs a very slender tube arch, as the real buckling length is about as small as the mesh width);

58,59. *Projection and elevation of the intermediate part (the roof covering between the stadium and the gymnasium) automatically drawn, a visual climax;* **60.** *Three dimensional view of a portion of the Sporthalle;* **61.** *Shape finding. From top to bottom: the elaboration of one of the facets of the stadium by the computer;*

dicap that the foundations were fully fixed (by time pressure) concerning spatial situation and direction in which they could take up forces, before a calculation of the network according to the matrix-method could be executed.

A very important requirement for the network is the prefabrication as a regular square meshes network. So except for the edge cables and bar fragments in the peripheral area every bar has a constant length. Consequently the coordinates of the intermediate points in the starting geometry have to be given with great accuracy.

So summarized the starting geometry has to meet the following requirements:

1. each intersection point lies in a surface defined by the shape of the network;

2. the points in which the masts, main and guy cables are fixed, must be kept severely;

3. in the bars the fixed tensions should work;

4. all internal bars must have a constant starting length.

In the iterative definition of the equilibrium situation it is unavoidable that the preliminary fixed form is altered, i.e. the first requirement is not kept up. The better the equilibrium situation is in the starting geometry, the smaller is the deviation. The requirement cannot be maintained for every bar, as otherwise requirement number four cannot be fulfilled. Severely practised are thus only the second and the fourth requirement.

The last pattern models made by IL were photographed by IFG, and the geometry was analysed. As to the gymnasium roof structure, the ISD people described from these data an improved, smoothened surface. On these surfaces they fitted a new, mathematically exact net with equal meshes.

Thanks to the experience of ISD the computing process was succeeded in five iterations. In the beginning it took 3 hours computing time to solve the linear equations system, but as the programs have nowadays been improved, the set of 10.5000 equations can be solved in 20 minutes, nine times as fast.

From a personal discussion of Th. Angelopoulos and the composer of this article on friday 2 July 1971 at ISD in Stuttgart:

« If we were involved earlier in this case, we would have done the complete calculation for the Olympics. We had the intention also to calculate the stadium, the swimming arena and the intermediate part, but when we got involved, it was too late. Partly we worked 16 hours a day. »

(ISD did the gymnasium calculations, IFG the stadium and intermediate part calculations, the swimming arena is not calculated by a computer at all, but directly enlarged 125 times from the IFG geometrical survey of the IL pattern model.)

In case of this research program, the computer time depends mainly on the number of intersection points, which grows about squarely with the number of cables. Exceptionally profitable savings on the expensive computer time are thus possible when only a part of the cables of the final cable net is calculated, and the cables in between are interpolated afterwards. When one also notices that the time needed for solving a linear equations system with a network structure like this, rises also about squarely with the number of unknowns, so one can calculate hismself very easily that the expenditure of expensive computer time could be reduced for example for a fiftiest part when only every fourth cable is taken into account. It should be noticed that the difficulties and relative failures that arise during interpolation of the three other cables in between, require also a very exact work. What has been gained on accuracy in the net surface could be very easily lost again in the peripheral area.

The set of 10,533 unknowns had to be solved for this roof. If the structure however woul have been symmetrical, it would have saved half of them. The roof is symmetrical for about 95 %, but at the time the anchorage points were already fixed.

ISD is developing more complicated programs nowadays. In close cooperation with the engineers Leonhardt + Andrä a grandstand roofing for a Hannover stadium is calculated. It has more or less the same shape as the big stadium roofing proposed by Frei Otto for the Kuwait Sports Centre (1968). The big arch in Hannover spans 253 m, maximum height 45 m. On one side a cable net is hanging between the arch and the back perimeter of the grandstand; on the frontside a big edge cable is used just like the one used for the Munich stadium, and two smaller free spanning edge cables on every side from big edge cable to the foot of the arch. There is no architect involved, no model has been made before the computation; the only existing model was made by L+A for wind tunnel tests.

The cable net construction will cover a surface of 13,000 square meters. Of the 38,000 seats 20,750 will be covered; of the total 24,300 standing places 15,000 will be covered. The total capacity of the stadium is 62,300 spectators. The construction work on this roof over the western grandstands will begin in 1971 according to the scheme, and must be ended in June 1973. The estimated costs are 26 million DM.

The task of the Hannover roof — in the eyes of the engineers — is very decisive: to show that even these structures can be built in a regular way, on a schedule and for decent costs. The application of cable net roofs was increasing till about 1970, but we may fear that the impact of the Munich affairs — because of its financial consequences — will cause a bold descent of the application of cable net structures. The image of cable net roofs will be one of extreme architectural consequences after 1972.

Having the advantage of symmetry, a set of 24,000 unknowns must be solved: too large for the ISD computing facilities, but ISD has the intention to calculate even more complex systems as the eastern part of the Olympic stadium in Munich, already designed as a symmetrical whole. There is the possibility to divide the total structure into substructures.

The ISD is able at the moment to give the exact data for the lengths and tension forces of all net cables, edge, guy and main cables, but also of the masts and anchorage/bearing foundations. The same program can be used to obtain the pattern and calculation of the bearing characteristics of the net under loading conditions, not only dead weight, snow, wind and so on but also the influence of temperature on the net. Moreover, in future will be worked on a program on the statical influence of the roofskin rigidity on the behaviour of the network (which ISD has been doing for aeroplanes for years).

Other tasks the ISD has set itself in the field of cable nets for the future are to investigate the oscillation problems (alas not for Munich) about which even the Stuttgart engineers have no experiences at all: if some failures should appear they regard it the best at the moment to remedy it in situ. The next step will be to connect a visual display on the computing facilities. At the moment an automatic drawing machine (plotter) is connected with the computer to visualize the output and to recognize very quickly failures or deviations. With the aid of a monitor screen and a lightpen it will be





62



63



64

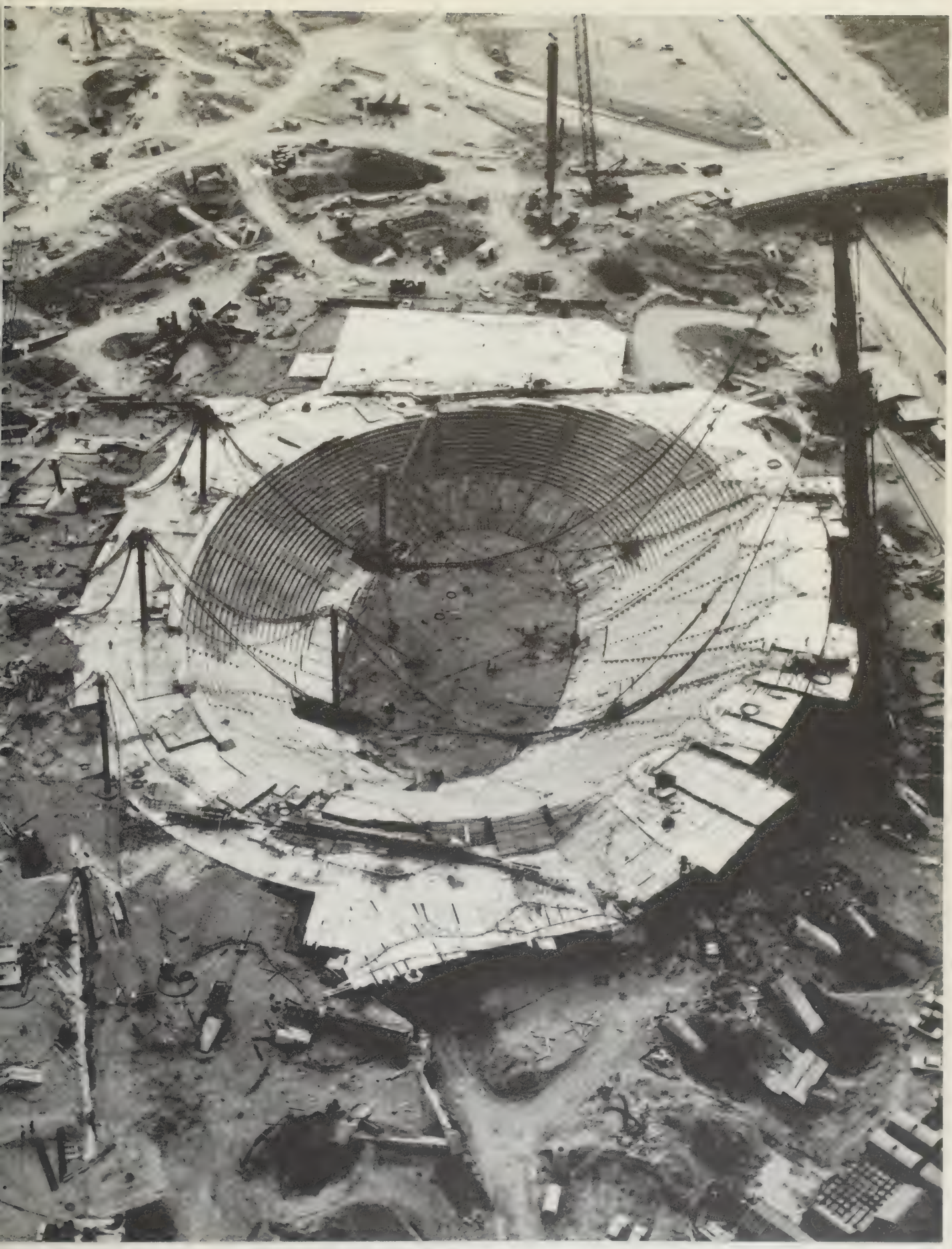


65



66

62-67. *Views and details of different erection phases of the cable net;* **62.** *Head of a pylon before the erection on the shaft;* **63.** *Deviation saddle to be hung with a main cable to the pylon head, still resting on the stands of the stadium;* **64.** *Deviation saddle for edge cables;* **65.** *View of the building yard of the stadium after erection of the net;* **66.** *The net, before prestressing;* **67.** *Aerial view of the gymnasium before the erection of the net.*



67





possible to transform the network output in different directions and to correct mistakes in a direct interaction. At last one could make a design on the screen, as some of us are dreaming of. However, no calculation machine can do a thing without a written instruction program. It will be much work but worth trying this trend.

Th. Angelopoulos: « The architect has still a very important role: he has to continue in making models, I think that's right. Only more limited, a tulle model is very good. » And there we are. The only restricting factor in using computer facilities is the complexity/size of the problem to be solved, as said before. In most cases for networks, the number of intersection points could vary anything between 1,000 and 3,000. In the net roof for the gymnasium there were even 3,588 intersection points, with totally 10,533 degrees of freedom. The exact number of bars was 6,629. For problems on this level, a calculation machine of at least 64 K « core memory » and a plate of roughly 5 million words should be available. As the obtaining of the pattern and the research on loading cases cannot be done in one single run, also magnetic tapes for storage of the interim results must be at hand. All these requirements are fulfilled in an ideal way by the CDC 6600, used at ISD, the capacity of which is even greater than required. This machine also has the big advantage that the word length is 60 bits. Consequently, practically no difficulties occurred as a result of the bad condition of the stiffness-matrixes. But no doubt smaller computers as for example UNIVAC 1107, are suitable for research on networks.

To use the output better there should be a mechanical plotter available. At ISD a CIL plotter is used in connection with a PDP 9 The drive-information of the drawing machine can be written directly by the CDC 6600 on magnetic tapes.

« STRUCTURAL DETAILS »

The design and development of the structural details was mainly done by the office of Leonhardt + Andrä in cooperation with the Arge Stahlbau Dach, the steel contractors, while the drawings for the foundations were made by L+A alone.

1. Calculations

Another part of the work of L+A were the calculations. As they saw very soon that the model technique of Frei Otto would not bring a solution, according to Jörg Schlaich, they very early started in their office to find mathematical methods which could give a substitute for the models. In June 1969 Schlaich was joined with the French engineer Biggany, who had defined ideas about the calculation of cable net constructions. He proved to be a great stimulance. From then on they got right a way into computer calculations. Because they did not at all expect to succeed, in the meantime IL worked with all forces on the models. L+A worked for one year; then they had a complete theory and after that looked around for institutes with computers: the aeroplane institute at Bremen, some institute at Zurich and finally they got into contact with prof. Argyris. From an interview with Jörg Schlaich on 3 July 1971 we quote:

« Argyris is very proud and he has the right to be proud because he has made a tremendous development in that field; so with our little gift (our one year development) we came into his institute and the collaboration was extremely good. We gave the input, they did the calculations and the results we again discussed with each other. »

The cooperation between architects, engineers, mathematicians, geodetics contractors and other parties in this — in every aspect — unique project is of course very important. It appeared that unfortunately there was quite some discord, we again quote Jörg Schlaich from the same interview:

« If you want to build roofs like that you must have some one who is the team leader. Team is a very beautiful word, it is used very often today. Everybody says: we should work in teams, and I agree with that, but a team needs a team leader. The man who combines all the argues, of course in discussions... For these structures you cannot be a pure architect, you must at least have a basic idea of construction; in my opinion, a man like Frei Otto could be this team leader. But actually he was and still is against the computer applications. Of course he has developed all these methods himself. He is a man who is not deep in the mathematical field; of course for him all computer calculations are suspect. He wants a model and sees then what happens. But I think this is a question of education, which we engineers also have to undertake... It worked out that we more or less did the complete coordination, we were all the time in the game. We did the design in cooperation with other groups, did the structural details with Arge Stahlbau Dach, did the calculations with Argyris, we now work together will the firms on the site. »

2. Wind tunnel tests *(ref. 17)*

Rather at the beginning of the actual planning phase wind tunnel tests were performed in the wind tunnel of the Research Institute for Motor Transport and Vehicle Engines of the Stuttgart University. The model was made scale 1:200 and included all Olympic athletic facilities and the roof.

The wind tunnel tests were done to ascertain the form coefficient c, i.e. the ratio between the oncoming horizontal wind and the resultant wind pressure or wind suction acting normally to the top or bottom sides of the roof surface. This form coefficient c changes according to the wind direction and varies for each point of the roof.

In addition, the wind tunnel tests indicated the points where extreme snow piling i.e. overload and where strong eddies must be anticipated. On the entire surface therefore, wool threads were implanted on regular distances. From the direction, form and change in form/direction conclusions were drawn. As to ground level, it was only seen as important to get an idea of the direction of the wind.

3. Oscillations

The models were too small to get an idea of the oscillations. The problems of these oscillations are in Munich still not solved theoretically. In this case, the engineers had only ideas about how these oscillations are effecting the cable net structure. At the moment nobody in the world is yet able to calculate exactly the oscillations behaviour of these roofs. Of course natural frequencies are not very difficult to calculate. From the test structure, (assembled near the building site on the Oberwiesenfeld to make research on cable net details, roof covering, etc.) data proved that the acrylic glass panels strengthen considerably the damping effect of the cable net. The problem is, that work is easy on a simple structure like the test net, but it would take too much computer time to calculate the oscillations because the degrees of freedom are infinite. The calculations that can be done are to find the oscillation modes. But at this phase — even with suspension bridges — all further calculations stop. If the cable net structure should show any oscillations effect, its influence could easily be diminished by



68

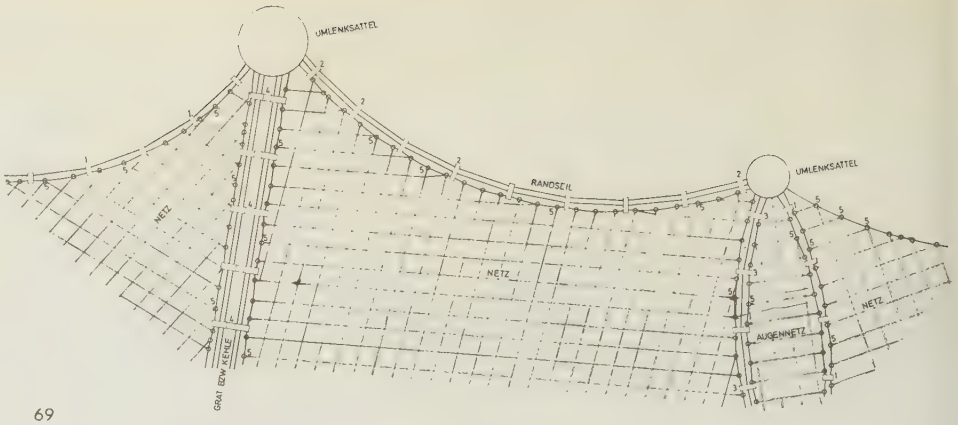
placing steel clamps on the main cables in irregular distances. Till now it appeared that it is always cheaper to add material afterwards than to take measures of which really no one knows the effect. The disaster with the Tacoma bridge, which was destroyed by terrible oscillations before it could be used, is already 30 years ago.

4. The supporting structure (*ref. 18*)

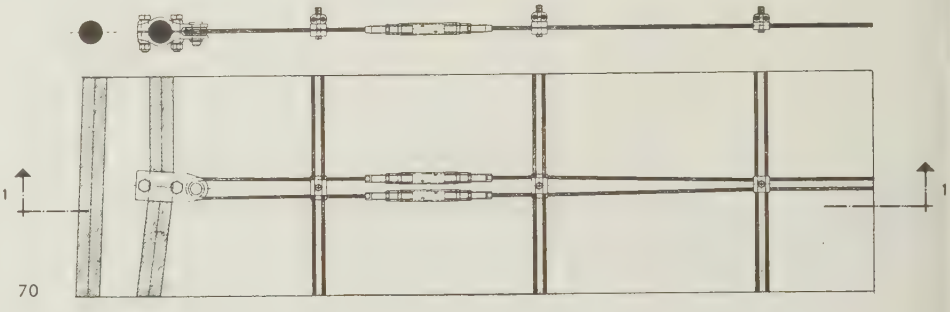
The pre-stressed cable net assumes the loads caused by own weight, wind and snow piling from the roof covering and carries the stress along with the prestress forces to the edge cables. The edge cables then collect the net forces and conduct them to the various system points. Given the curvature of the facets, the system point for each net facet must be found on various levels. They are the only points of support for the roof and must, in return, be supported in the direction of the edge cable forces working on them. Therefore, system points where the resultant of forces is directed upwards must be supported with a guyed mast. If, however, the structures under the roof prevent construction of a mast, the high points must be suspended from cables; the resultant forces must be carried off indirectly via extra high, guyed masts or pylons. Local structural conditions which limit the selection of supports or system points have a far-reaching influence on the economy of the overall construction. In other words: if masts cannot be located directly under the roof in the axis of resultant loads, but rather have to stand at an unfavorable slope outside the roof, the mast and guy cable strengths are often many times the size of the loads which they would have to support directly. Guy and suspension cables not directly connected to the net are also called main cables.

5. Cable net (*ref. 18*)

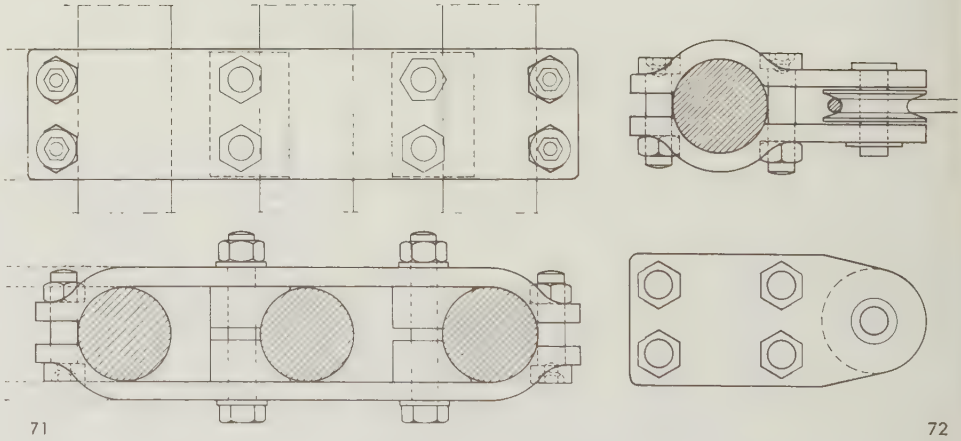
The roof protects 74,800 sqm, it has been under construction since August 1970. The cable net is bolted together on site in parts. Approximately 210 km of cable were necessary for the cable net. On the one hand, these cables were supposed to be pliable for assembly and therefore woven from the thinnest possible wires, while on the other hand the wires were to be as thick as possible for protection against corrosion. In the end 19-wire, heavily garvanized strands composed of wires with 2.3 or 3.4 mm diameter were chosen. Consequently, every 75 cm 2 cables are running of 12 mm or 16 mm diamete. Thus, with 100 %

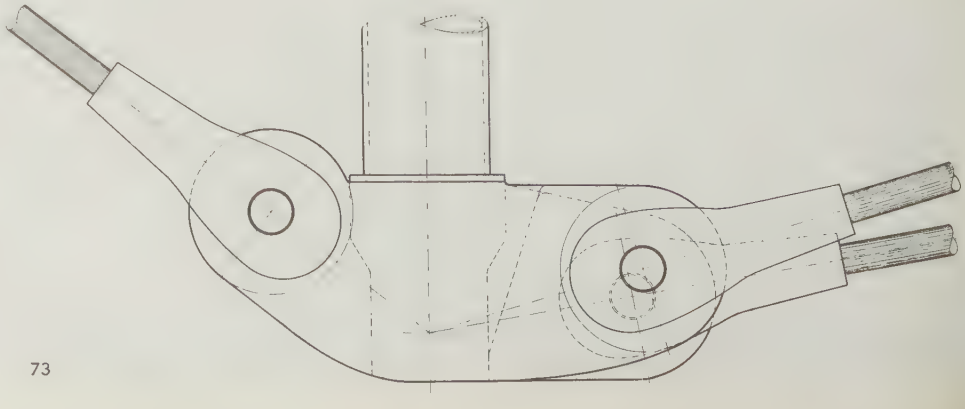


69



70

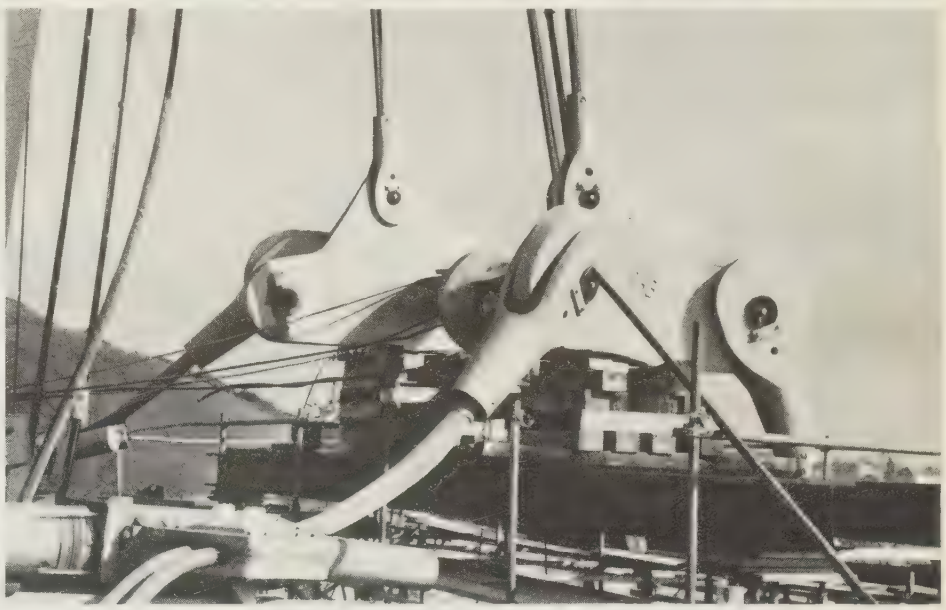

71 72


73

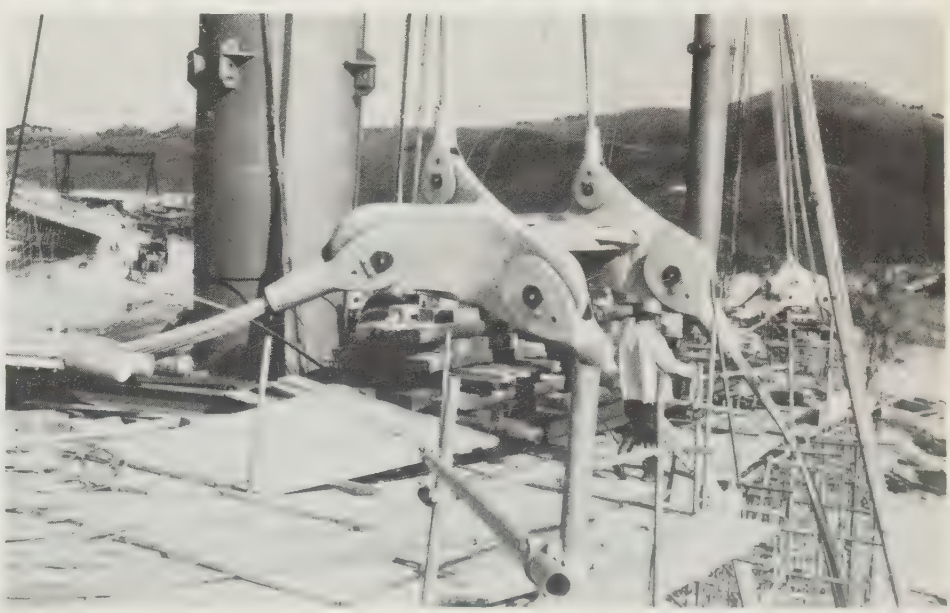
Picture of the cable net still laid on the stands;
Elements in the cable net: net cable, edge
ble, saddle point, net cables: 2×2 mm
meter, resp 2×16 mm (in heavier loaded
as) connected in a 75×75 cm raster
pressed aluminium clamps with centrical
ts to a net with adaptable net knots;
ge cables: according to loading 1 - 3 cables
rallel, 80 mm diameter, connected with edge
ble clamps; saddle points: made of cast
el, for deviation of edge cables in the
rners of the cable net. In the drawing:
edge cable clamp for 2 edge cables resp 1
ge cable and 1 eye cable; 2. edge cable clamp
3 cables; 3. clamp for net-edge - eye cable
cables); 4. clamp for net-ridge cable
×3 cables); 5. clamp for net-edge cable;
The net cables are connected with the edge
bles by means of edge cable clamps.
rnbuckles in the peripheral area offer the
ssibility of adjustment of measuring
d manufacturing inaccuracies.
72,74. *Ridge cable clamp and edge*
ble clamp connected to the net;
Elevation of intersection point of 4 edge
bles on a cylindrical suspended
st; **75,76.** *Intersection*
int at the rear edge of the stadium roof.
ve guy cables from the mast head, cable net
d anchorage are connected by backets
erging out of a core region. The height
the intersection point is more than 2 m.
78. *Stadium main edge cable clamp.*
eviation saddles of cast steel for edge cables
10 parts with connections for net edge
bles and guy cables for tensegrity struts
anging masts) and for the pylon. Section,
evation.



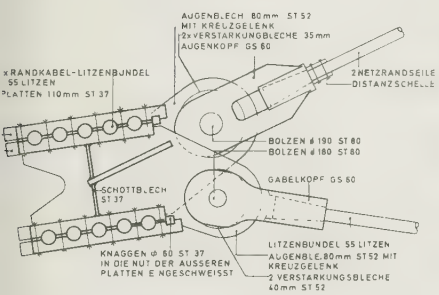
74



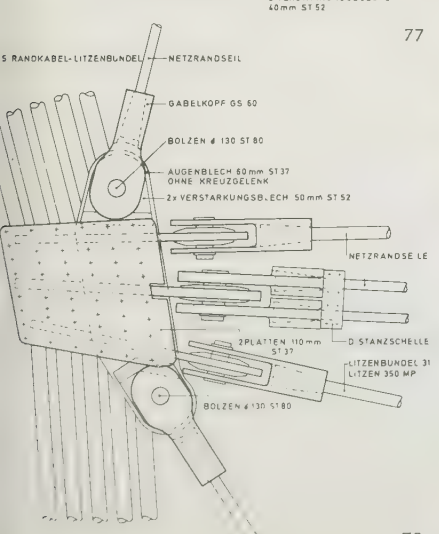
75



76



77



78



ety against breakage, the net has a missable supporting capacity of 15 p/m in the normal ranges and of 30 p/m in the reinforced areas. (The rein-ced areas have according to former as half of the normal mesh width in reinforced direction, but actually it peared to be more clever to make a ee layer intersection point in the rein-ced areas: hardly visible for the eye.) uminium clamps with centric holes are essed onto each set of net cables at act intervals of 750 mm by an auto-ated procedure. Here the cable is given ery securely defined pre-stress between cable rolls on which the cables are and the roll on which the connected ir of cables with clamps is rolled up ain. Totally, 137,000 « knots » were cessary for the entire roof surface.

is assures a uniform accuracy in mesh dth and considerably facilitates assem-y of the net: after cutting the cables to ngth, the clamps on both cable bundles n be fixed on the site to rotatable stem points by just one screw without ditional measurements having to be ade. The system points in the net are tatable because the mesh squares of the t pre-fabricated on ground level must able to shift into parallelograms, ombs, during assembly if the net is to sume its final curved form (salad strain-principle). Moreover, as said before, is a typical characteristic of cable net ructures that different types of load-g have a different impact on the shape the unloaded pre-stressed cable net ructure: thus it is very natural that the ble net deforms. Deformation under ow load is purely a change-over into a uch more favorable position at that oment for the cable net. The behaviour a cable net structure under load means continuous try to find the geometry of e minimal (potential + kinetic + met-morphosis) energy. A cable net structure one of the most natural by man made onstruction system in that it adapts self continuously to the influences of its vironment. You only have to allow ese movements. The structural details ave to be designed accordingly.

Edge cables *(ref. 7)*

he nets are connected with clamps to e edge cables. Turnbuckles are fitted the net cables at the intersection with e edge cables to provide for longitu-nal correction. On the entire roof, eve-cable can be corrected in length and nsion on its end. But they form a oblem as they are extremely costly: ore than 100 DM each. Besides the corrosion problems at the turnbuckles are tremendous: once you turn it under pre-stress the zinc cover will be scratched off and the screw thread will start to corrode: the turnbuckles cannot be moved any more. The used cables are manufactured by a French firm, simply because of the lowest price.

The edge cables, main cables and guy cables are composed of strands of 7 heavily galvanized steel wires St. 160. The bearing capacity of these cables vary from 330 - 580 - 900 - 1150 Mp/m. The sealed surface type edge cables with a diameter of 81 mm have a permissable supporting strength of 330 Mp/m. Depending on the actual edge cable strength several cables will be coupled, one behind the other.

This approach yelds an economic production quantity of the same type of edge cable and allows for standardization of all edge cable clamps, guyed grooves and anchor heads. Edge cables are either deflected or continued at the system points. The main edge cable of the stadium is composed of 10 cables, each of them has a diameter of 120 mm and a bearing capacity of 580 Mp. The total weight of the main edge cable is 350 Mp, length is 440 m, it has to take up some 5,000 Mp.

7. Main cables *(ref. 18)*

The main cables are primarily responsible for deformation of the roof as caused by wind and snow. Therefore, they must display a high degree of tensile strength. These requirements are fulfilled by parallel-strand cables which, in contrast to wound cables, have less twisting loss so that the effective wire tensile strength can be utilized. The cables are cast into a new type of filler so that even under oscillation stress the anchor points are no longer the weakest points as has been the case with other cables. The main cables have been designed for forces up to 1150 Mp.

The problem of the main cable ends, the anchorage of the cable end into a conical steel holder, which was until now always the weakest point of the entire cable, has now been solved in a very primitive, but also very effective way: the end of the cable is put into the same conical holder, unravelled, and fixed with a mixture of steel balls and epoxy resin. This solution even has a higher allowable strength than the cable itself. Before this invention — also in suspension bridges — a zinc alloy was poured in, which melted together with the zinced surface of the steel wires.

8. System points of cast steel

The system points have been made of cast steel and in practically all cases, had to be manufactured individually for the particular geometrical circumstances. Therefore every system point was sculptured scale 1:1 after detailed drawings of both the engineers and the steel contractors, of polystyrene foam.

A cast concrete contra-form enclosed the foam model. By casting in the hot steel liquid, the foam melted completely and the cast steel system point got its exact form. On every system point always three or more edge cables and main or guy cables are deflected, connected or continued. The haviest system point weights approximately 15 Mp. In all structural members a safety factor of 2.0 was incalculated, but also regarding the « weight = price » principle of the steel contractors, these system points are amply overdimensioned. Visually they do not appear in the right proportion with the cables and masts of the total structure. Partly these overdimensions were also caused by the design of the structural details of the engineers who, at that time, did not have the experience that the deflection radius of the thick stiff cables could be forced to become smaller. (And at last may be because prof. Leonhardt has a chair on « massivbau »?)

9. Tests

Previous experience — gained in Montreal or in the field of the suspension bridges — was not sufficient for designing many of the structural members, particularly the cables and anchor points. By financing a large number of tests and experiments, the Olympic Building Committee has supported developments which will be of benefit not only in building the Olympic roof, but also for all future cable net constructions, and especially in bridge building, a favourite topic of L + A. The total costs, performed amongst others at the Institute of Research and Material Testing at the Stuttgart university, run into more than 2 million DM.

10. Pylons and masts

To bear and to support the roof, in all 56 steel pylons and masts are applied. The 12 masts vary in height between 7 and 25 m, the pylons between 40 and 80 m (pylons are high masts). Haviest dead weight 310 Mp and with a bearing capacity of 5000 Mp. The masts and pylons have been manufactured in parts and connected on the site by means of

bolts in internal connections. The masts exist of a cylindrical stem and the mast head (= cast steel system point), a saddle over which the edge cables are deflected. The pylons exist of a cylindrical middle part and a conical upper and lower part of the stem and a pylon head, in which the ends of the main and guy cables are fixed. The pylon is placed with a welded foot plate on a ball-hinge and provisorily guyed. After fixing the final main cables in the mast head and the anchorage foundation, and fixing the guy cables on the other side, the provisory cables are payed out and the mast is set in the calculated slope. The ball-hinge on the bearing foundation is cast in concrete after the exact pre-stress situation in the main and guy cables (and in the meantime also in the net). The foot of the mast has yet some freedom of movement and adaptability by the cushion of neoprene rubber on which the two steel plates above and under the neoprene buffer are cut and the rubber cap bearing takes up all the forces (a development out of the field of bridge engineering by L + A, now used all over the world). The total weight of the cable net roof is 3,400 Mp, all masts and pylons together weight 2,500 Mp.

11. Anchorage *(ref. 7)*

Three types of anchorage foundations were used depending on the local circumstances:

1. slot - and - wedge foundations which function according to the tent peg principle; this type of foundation is also used for the anchorage of guy cables. The ends of the guy cables are fixed in an anchorage block which has been anchored in its turn with tension cables between three slotted walls;

2. dead-weight foundations which counter balance the tensile force with their own dead weight and of the earth piled in them: main cables and the stadium main edge cable;

3. ground anchor foundations in which an appropriately heavy earth body is hung on the end of the tension cable by means of sunken and pre-stressed anchors.

Totally 123 concrete foundations have been cast, the number of each type is roughly equivalent. The highest tensile pulls to be anchored in the foundations are as much as 5,000 Mp as in the case of the abutments for the stadium edge cable. It measures about 12×15×30 m, has a volume of about 1500 cubic meter. After the pre-stressing work on the site has been done, the reinforced concrete foundations are completely covered. Not a glimpse is to be seen of the underground of the cable net structure.

« ROOFSKIN » *(ref. 9 and 11)*

The competition project called for a PVC-coated polyester fiber weave as the roof covering material to be hung under the cable net (in the same principle as the German pavilion in Montreal, not yet under construction at that time). However, some variations were considered:

— normal weather protection, limited light penetration;

— same as above, but with greater light penetration for sky light facets through the socalled « eyes »;

— double layer (as warmth insulation) air inflated cushions for the two halls.

However the already mentioned doubts about the suggested roof solution by the panel, provided the stimulus to examine various alternatives for the supporting structure as well as for the roof covering, especially as regards the application of the tested materials and designs.

The search for alternative proposals on the roof covering revolved around a list of criteria based on the desired objective with the following points of emphasis:

1. coordination into the design idea, i.e. the roof covering must be adaptable to the basic ideas of the design (light, spirited and playfull);

2. fulfillment of functional and structural requirements, i.e. a protective covering with varying effects depending upon the utilization of the same area concerned;

3. structural adaptation to the supporting construction (cable net) and simple assembly;

4. quick manufacture with a choice of sites, safe and quick assembly regardless of weather conditions;

5. durability regarding physical, chemical and organic influences;

6. economy, i.e. favourable relationship between manufacturing / maintainance costs and service life.

Now four different basic possibilities arose out of a long series of tests (polling the trade, test roof surfaces). One point upon which there is unanimity, is that the actual roof covering must be laid upon a supporting layer above the cable net, which could be

— PVC-coated polyester weave on timber framework;

— bituminous felt, with metal foil coating on the upper (exposed) side, laid on lightweight timber of mineral wool panels;

— liquid plastic sprayed onto lightweight concrete;

— acrylic glass domes on metal profiles (for skylight facets — eyes —, at the same time they function as fire lobbies).

The shell-like effect of the supporting layer is supposed to contribute to the stabilisation of the supporting structure by bond action, or at least to inhibit oscillations. Sub-variants are also possible by means of limited interchange of roof coverings or, as the case may be, supporting layers. So, for example, a special developments group on timber shells investigated other structural possibilities for the cable net cladded with a timber shell. They studied on alternatives to make a complete timber roofing, thus eliminating the steel cables, replacing them by suspended laminated timber beams.

So considering the timber shell roofing, there were three alternatives:

1. on a proposal of the engineersgroup Leonhardt, Isler, Kupfer and Gattner: a two layer glued timber shell on a cable net;

2. a suggestion made by Dipl.-Ing. Julius Natterer, Munich: a three layer glue timber shell on a lattice work of suspended laminated timber beams in one direction and short stiffness ribs in the other direction;

3. even more favourable would it be to leave these last stiffness ribs out.

In the field of timber construction, these proposals more or less mean a revolution in designing, and everyone in the timber industry was curious about the first examples. Behnisch & Partners even designed a timber saddle shaped structure which was built for a flower exposition in Dortmund in 1969 (the commission for it came out in November 1968 and after five months the site work was finished). The experimental structure proved that it should be very well possible to use this type of structure for Munich. Even a more advanced requirement as more daylight penetration could be met by forming a grid suspended in the same way as a cable net and made of glued laminated timber beams. But most likely the grid must be glued on site.

However, in spite of all these hopeful developments, the next blow was dealt by new experiences in the field of color television broadcasting companies, introduced at a very late hour, which led to the requirement for an essentially shade-free roof for the stadium if genuine color reception was to be achieved. Main motive for this turn were the experiences of the color television broadcasting of the world championships football in the Aztecs stadium in Mexico.

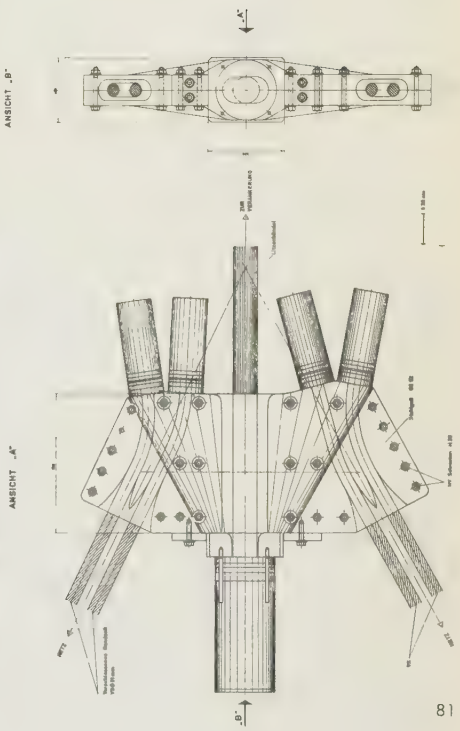
79,80,81. *Drawings and photographs of cast steel intersection points of 4 edge cables and 1 guy cable with the conical holders. The steel part has an enormous surface: about 0.90 × 2.50s q. m;*
82. *Deviation saddle for 2 edge cables.*



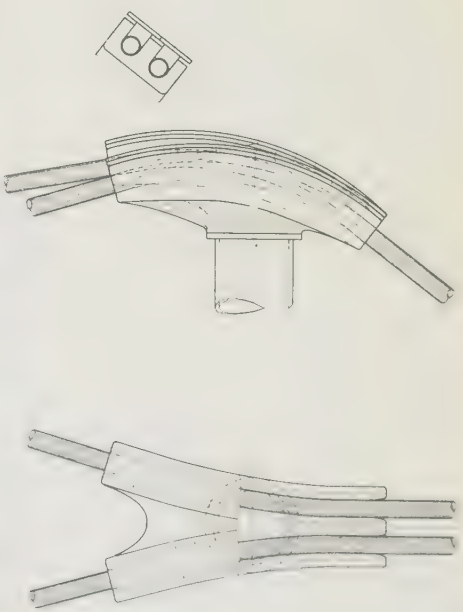
79



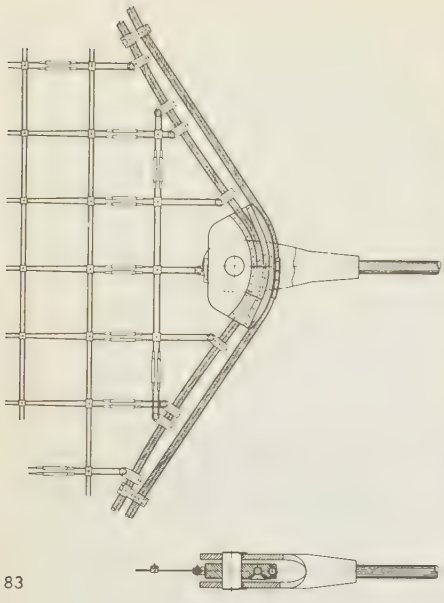
80



81



82

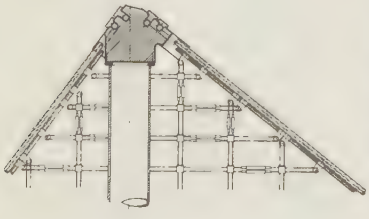


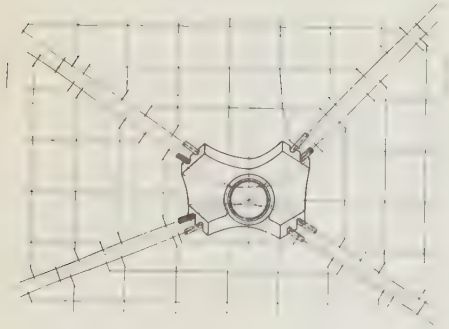
83

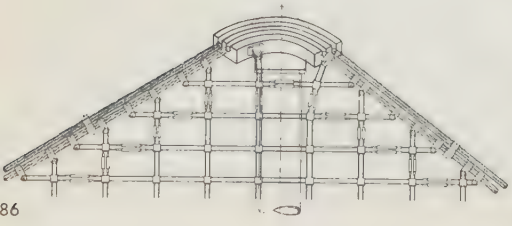


84

83,84,85. *Deviation point of a double edge cable in the stadium cable net. The conical holder of the guy cable is connected with the deviation point by a pin, allowing movement during erection and under loading conditions;*



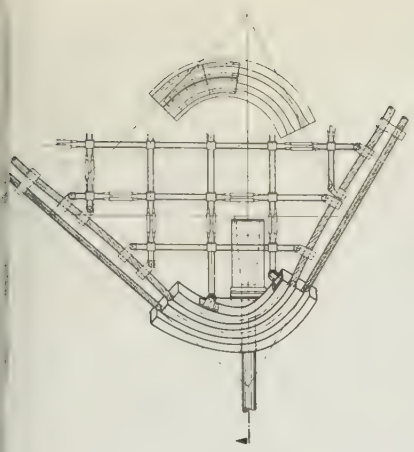


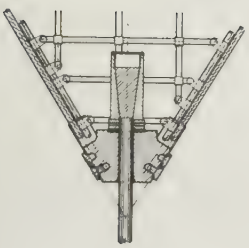


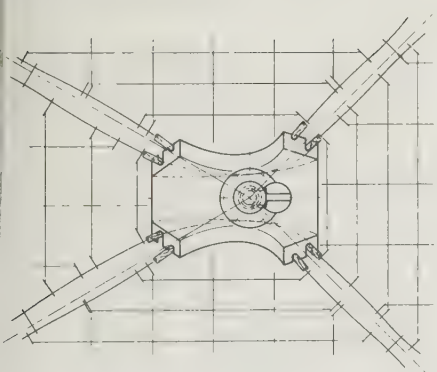
86



85







87

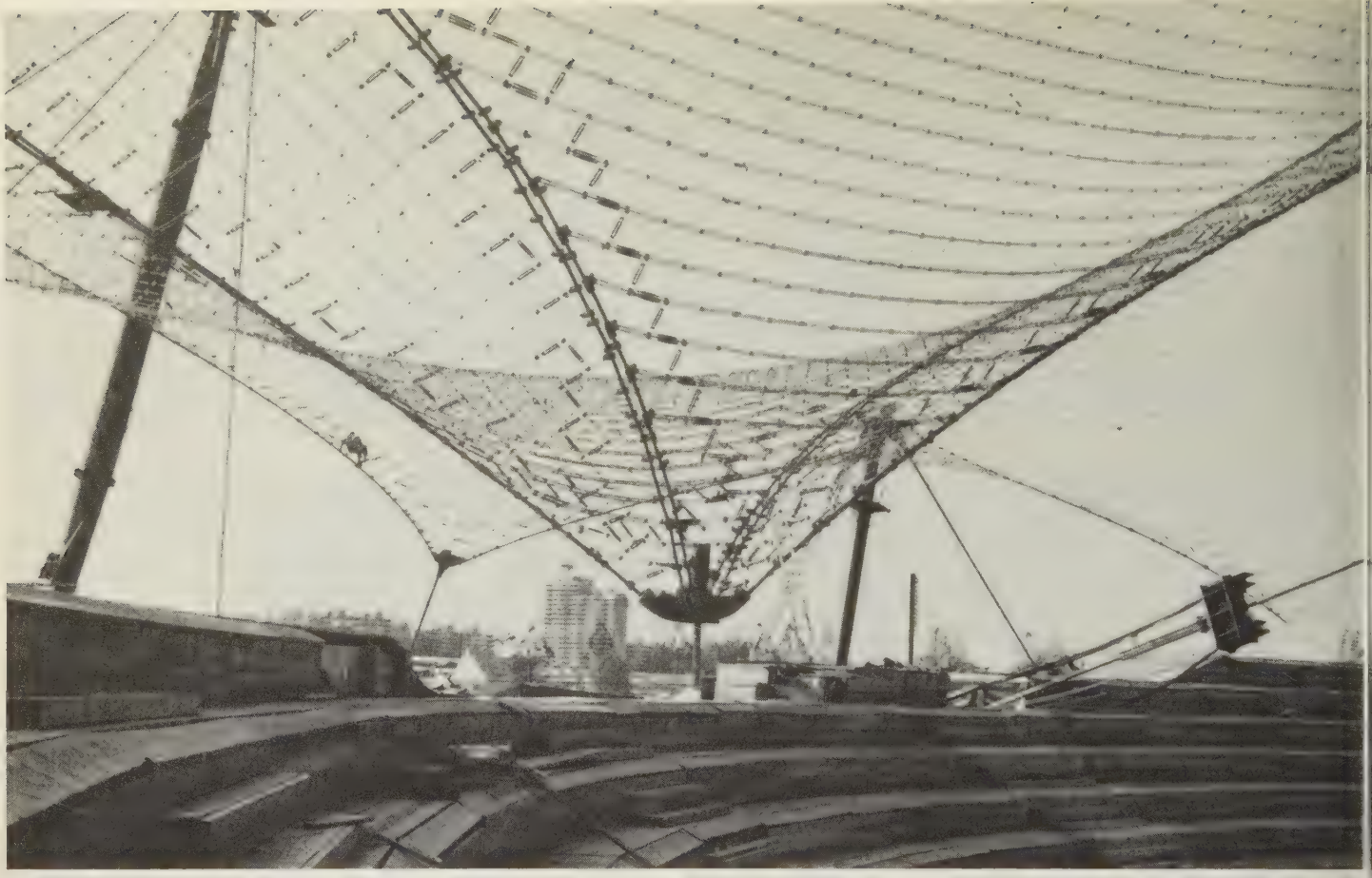


88

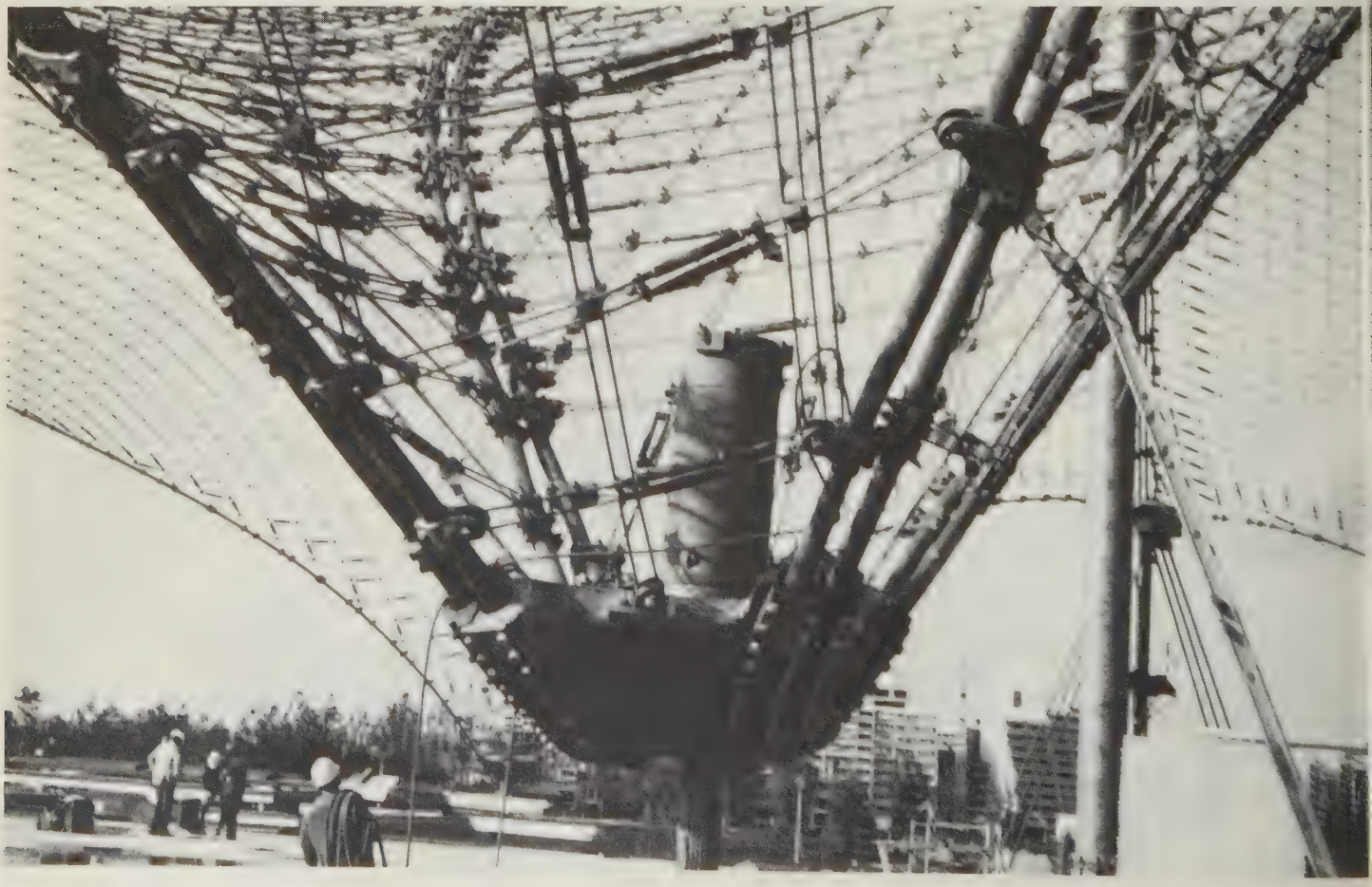


89

89. *Drawings and photograph of deviation ddle for a mast on the perimeter of the cable ;* **87,88,90,91.** *Drawings and photographs lower point in the nnasium cable net, just above the stands, the western side, 1 - 1.50 m above ground el.4 edge cables are deviated in the steel der, 1 guy cable is anchoring the system a tensile column;* **92,93,94.** *Hanging sts in the stadium.*



90



91





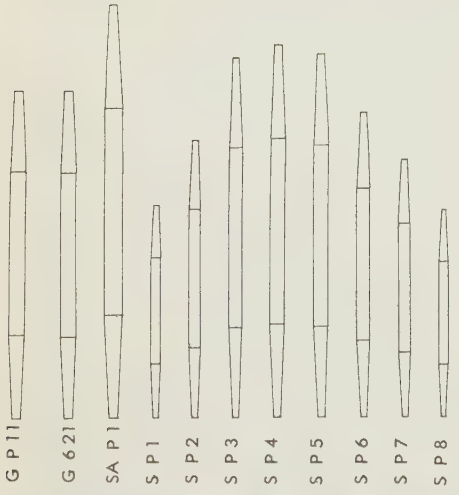
93



94

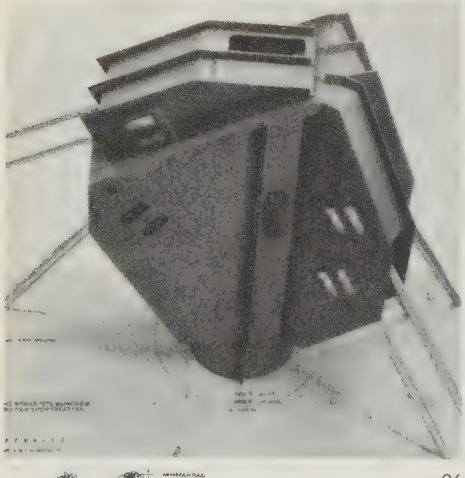
	G P11	G P21	SA P1	S P1	S P2	S P3	S P4	S P5	S P6	S P7	S P8
mast length	61,075 m	61,075 m	76,772 m	39,365 m	51,800 m	66,911 m	69,267 m	67,472 m	56,721 m	47,898 m	37,985 m
weight of head	72,0 t	72,0 t	37,0 t	12,0 t	15,0 t	17,0 t	24,0 t	24,0 t	17,0 t	16,0 t	12,0 t
weight of pylon	275,0 t	275,0 t	275,0 t	61,0 t	104,0 t	173,0 t	190,0 t	182,0 t	125,0 t	97,0 t	66,0 t
weight of foot	12,5 t	12,5 t	7,0 t	2,5 t	3,5 t	3,5 t	4,0 t	4,0 t	4,0 t	3,0 t	2,5 t
total weight	359,5 t	359,5 t	319,0 t	75,5 t	122,5 t	193,5 t	218,0 t	210,0 t	146,0 t	116,0 t	80,5 t
neoprene bearing	N 5000	N 5000	N 4000	N 2000	N 2400	N 3000	N 3500	N 3500	N 2600	N 2400	N 2200
inclination	79° 35,5'	79° 35,5'	65° 43,5'	80° 40'	84° 50'	84° 40'	81° 20'	84°	87° 20'	83° 80'	77° 10'
max. load	5000 Mp	5000 Mp	3900 Mp	1950 Mp	2350 Mp	3000 Mp	3150 Mp	3150 Mp	2600 Mp	2350 Mp	2050 Mp

G = Gymnasium; SA = Swimming Arena; S = Stadium.

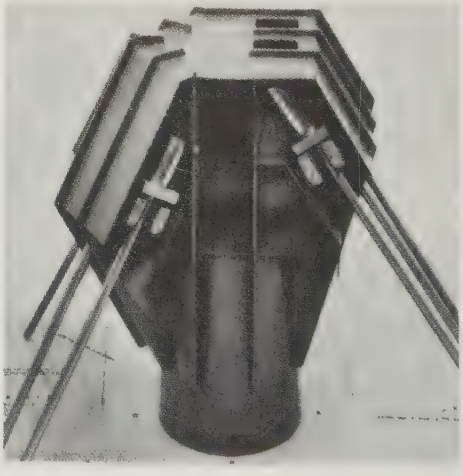


95

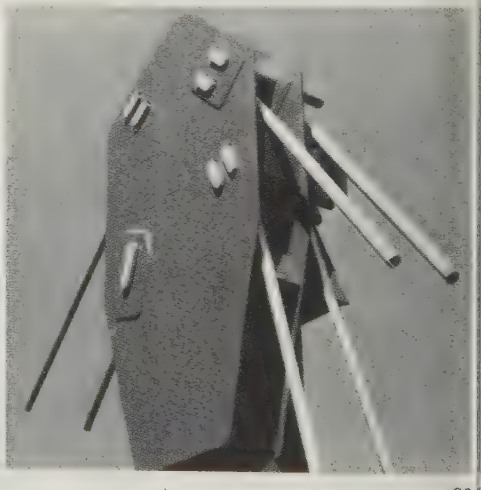
95. *The pylons for the suspension of the net with guy cables consist of the pylon bearing, pylon stem and the pylon head. The stem consists of two conical and a cylindrical part: forces 2,000 - 5,000 Mp, length 40 - 80 m, diameter 190 - 350 cm, wall thickness 30 - 75 mm. The single cylindrical part is built up of individual cylindrical tubes with a maximum length of 10 m; they are connected in the erected situation;* **96,97,98.** *Models and drawing section of the mast head principle;* **99.** *Erection of the stadium pylon P4, scale 1:1,000. All pylons of the stadium stand upright at first with four provisorial stabilisation cables. After the erection of the back main cable, the pylon is turned into its inclined final position. After the paying out of the back provisorial anchorage, the mast moves into its position at the same time the main cable is pre-stessed. After these actions a control measurement of the coordinates follows. The inclination movement is possible on ball-hinges: the neoprene buffer bearing is not yet in function;* **100.** *Head of pylon for fixation of guy cables from the edge cables in the interior net surface (' eye ' cables) to the pylon head and for fixation of the main cables to the anchorage foundations. The cable heads are hanged in transversal partitions, beared by steel plates;* **101,103.** *Photo and drawing of mast/pylon foot detail in non pre-stress stage. When*



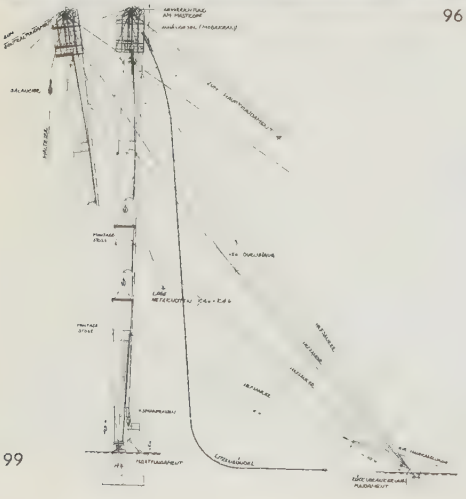
96



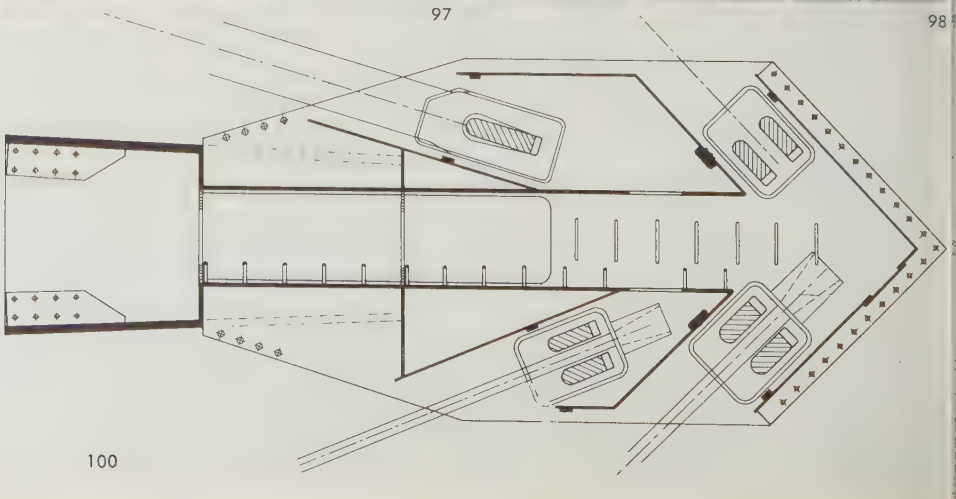
97



98



99



100

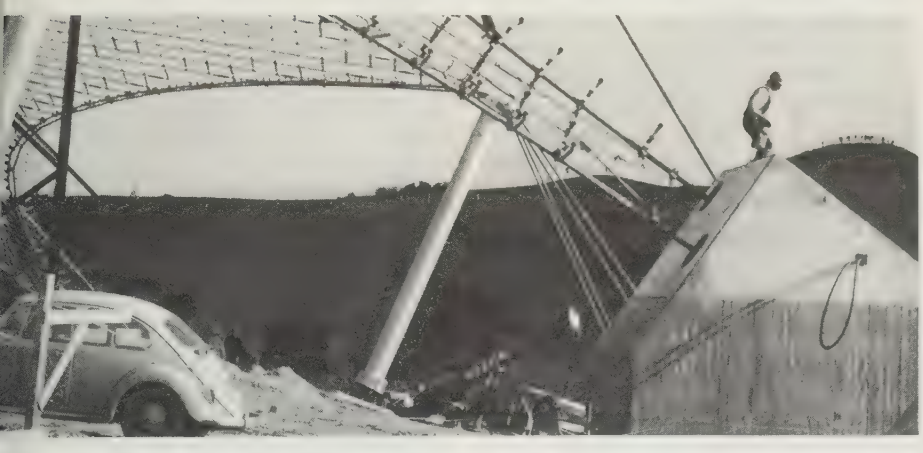


101

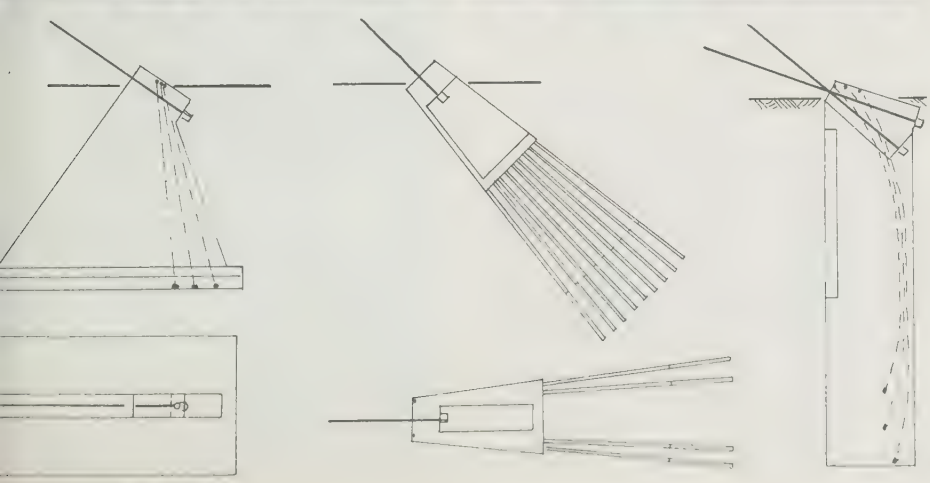
the masts are still standing upright, the dead weight of the mast (plus cable net) is beared by 4 strips instead of the neoprene buffer. During the pre-stressing process these strips buckle (as seen in the photograph) and the neoprene bearing is put into action automatically. The buckling of the strips is even a measure for that. Later on the buckled strips will be cut off. When the mast has been put into the right inclination and it does take the calculated pressure by the pretension in the cable net, then the ball-hinge is cast in with concrete and movement of the mast (loading conditions on the cable net surface) will be only possible in the chloroprene bearing;

102,104. *View and system drawings of the three used types of foundations for the tensile stress anchorage: slot-and-wedge, ground anchor and dead weight foundations;*

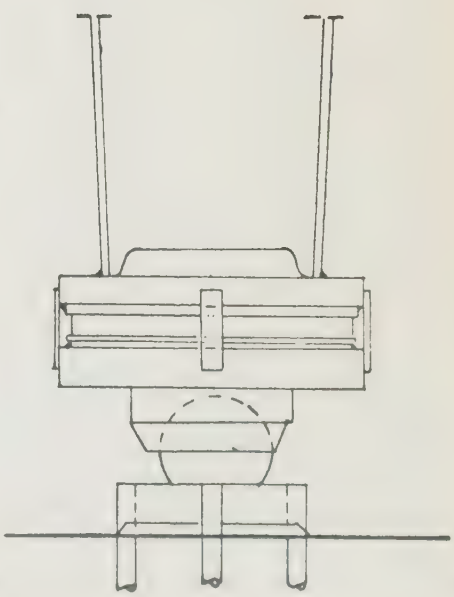
105,106. *Photographs of the first prestressed hanging timber shell in Munich. Linear parallel timber laminated ' cables ', timber laminated ' edge cables ', timber laminated masts. Because the heavily loaded tensile details are always a problem in timber constructions, also here steel shoes were used to connect the hanging beams with the edge beam. A consequent comparison of this timber structure and a cable net structure can not be made, as they have both peculiar properties, due to the different materials used, and a consequently different shape.*



102



104



103

Thus at a late point, the original idea of having a translucent roof covering again became the major consideration. The developers also contributed to this change in approach by demanding tests in this direction and by not placing exclusive priority any more on the service life of the material. But because of the enormous financial consequences of this single step, the protest against it became louder and louder, especially from the side of the tax payers.

Cooperation on the part of consultants and producing companies made it possible to explore three approaches to a translucent roof covering:

1. translucent PVC - coated polyester weave;

2. transparent acrylic glass panels as a further development of the acrylic glass domes mentioned before;

3. translucent fiberglass reinforced polyester panels.

All of these variations differ from the earlier alternatives in that:

— the roof covering is fixed to the cable net at discrete points without a supporting layer;

— each covering is translucent;

— each covering, while being a purely weather protective skin, still provides a certain inhibitory effect on wind oscillations, be it very small in case of the PVC-fabric;

— the variations have only a very small capacity because of less rigidity to divide external loading.

On 7 July 1970, a few months behind on the time schedule and after rigorous tests on the three types for suitability in the planned structure, the acrylic glass roofing was given priority. The chosen acrylic glass, plexiglass 215 biaxially stretched, with a thickness of 4 mm, is made by Röhm, Mgbh, Darmstadt. About 8,500 panels of 2.90×2.90 sqm will be used, with a total weight of 360 Mp acrylglass.

The decisive factors in the selection of this material were:

1. an unhindered transparency, thus providing essential freedom from shadows on the competition field as a pre-requisite for true color film and color television reproduction;

2. a dark tinting (grey-brown) in areas where increased protection from the solar radiation is desired for television and spectators. This dark tinting has also another purpose: it lengthens the service life of the glass panels because of less influence of ultra violet rays on the acrylic. Moreover according to the architects, it gives the spectator the feeling of being roofed in stead of a completely invisible roofskin;

3. the durability of the material against mechanical influences and decomposition from light of chemical substances;

4. the fire safety; acrylic glass does not ignate easily, does not continue to burn, does not smoke or drip. Pre stretching the basic material under direct flame provides protection against thermal overload for the steel supporting structure. The thermoplastic polymethylmethacrilate is cast between two panels of plate glass of 2×2 m. At a temperature of 150° C, after the panels have been clamped in a special machine, the panel is stretched out on four sides simultaneously, so biaxially, for about 70 % to 2.90×2.90 sqm, and consequently fixed. In case of a growing fire, at a temperature of 170 - 200° C the « frozen » stretch tensions are freed which makes the panel shrink, thus creating discharge possibilities for smoke and heat.

The acrylic glass panels are laid in serial fashion on the cable net. The deviations in the intersection points of 4 cm cannot be taken by the rigid panels. Moreover, in a temperature difference of ± 80° C (from —20° till + 60°) the panel length of 2,90 m is enlarged with 16.8 mm. So, after intensive experiments, a « swimming » element of synthetic rubber was developed. This polychloroprene-metal buffer has a height of 8 cm. It is screwed with a M 14 bolt on the intersection points of the cable net. Its durable elasticity also in extreme temperature areas and its high tear strength allows movements in the roof covering without the appearance of an unintentional vibration and oscillation effect. Every acrylic panel is connected with 9 buffers to the cable net. In all, the 8,300 panels are fastened with some 135,000 buffers.

For extra safety, the buffer construction has been provided with a 7 mm steel cable which connects the panel and the cable net and holds it on the roof when a buffer should not function any more in case of mechanical damage.

Another problem was the absolutely tight connection between the panels. This seam is also made of synthetic rubber. Both sides of the seam are pinched to the panels. About a million bolts M 6 guarantee a permanent pinching of the aluminium profiles to the 50 km long seam bands. The about 25,000 joints on the prefabricated individual rubber seams are vulcanized on the roof itself. Also these joints are watertight and durable elastic. The normal distance between the panels is 14 cm, the total width of the rubber seams is about 20 cm, depending of the

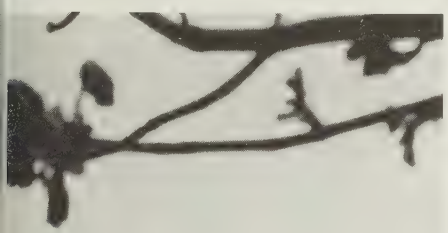
105





106







state of stress. (This fact is a pretty good disturbance of firstly the requirement for an essentially shade free roof: the darkening effect was not incalculated at the time of the choice of the acrylic glass; secondly a pretty good disturbance of the architectural concept of an invisible roofing. Now the black rubber buffers and seam bands are dominating the visual appearance of the roof. But there are more points changed in the execution compared with the architectural concept.)
To transmit the pressure on a panel to the next panel, protecting the centilivering part of the panel from overloading, the panels are connected in a special way. This connection above the seam bands has been made by supporting bolts which can adapt themselves on one side in slide bearings screwed on the aluminium profiles, to the movement in the panels. The bolts between the panels have another function, too: they form an electrical connection on the aluminium profiles regarding the lightening protection of the roof. Extensive tests have proved that eight connections on every panel are sufficient. To conduct the electrical current further from the roof covering onto the supporting structure two cables per panel, fixed on the roof covering and the cable net, were necessary as the electrical current cannot be conducted by the synthetic rubber buffers. From the cable net a lightening can be conducted without difficulties into the guy and main cables and the anchorage foundations.
Further research on the acrylic covering proved that there could arise the danger of avalanches. When the snow masses on the roof should melt, the snow will slide over a waterfilm directly on the smooth surface of the panels. The 14 cm broad seam bands will prevent a speedy sliding down, but in steep areas one will have to screw on the buffers extra snow buffers.
For the largest edge cable over the stadium, a gutter had to be constructed, which not only leads down the rain and snow water masses, but also is able to receive sliding ice floes and avalanches. Moreover, the stadium gutter had to have a particular aerodynamic shape to avoid wind turbulences, so that wind suction cannot damage the gutter cantilivering over the supporting structure. Over the edge cable, existing of ten packets of cables of each 130 mm diameter, a triangular raised border of plexiglass is made. A special bearing construction with an hinge connection to the cable net, is prefabricated and assembled on the site. A heating of the stadium gutter was necessary to avoid an obstruction by ice floes. The drainage pipes are equally heated.
The roof construction has been developed on basis of ± 400 kp/sqm load:
ice and snow load 280 kp/sqm;
windpressure 100 kp/sqm;
wind suction load was also supposed to be 400 kp/sqm.
However, even in extreme winters the total weight of a snow and ice load on the roof does not exceed 146 kp/sqm. Here also a safety factor of 100 % has been incalculated.

« SONDERFORSCHUNGSBEREICH '69 »

The development of the cable net structures for the Munich Olympic Games was also stimulated by the foundation of a special research team on lightweight structures of large span in 1970, paid by the government.
In the last few years the German government places money at the disposal of special research areas. The aim of this is to centralize the research in a certain field on one university. In a later phase only one other university would be enabled to do just the same for direct competition and stimulation.
A part of the Special Research Area '64 (Sonderforschungsbereich SFB '64) for structural engineering, the area of lightweight structures of large span (« Weitgespennte Flächentragwerke ») has it centre in the Stuttgart university. Founded in 1970, the available know-how about the planning and construction of lightweight large span structures should be enlarged in a cooperation of architects, engineers and theoretically working scholars.
The research program poses that the structures executed until now in this field raise basical problems which will have to be analysed in the basic research. After that the methods in designing and detailing of the structures should be developed. The application area is also object of the research. Therefore the conditions and the requirements for design and construction should be researched systematically and ordered respectively.
As to objects several problems are researched:

1. systematical research about cable nets with cables in two directions with sheer free and sheer rigid covering. The problem of stabilization has a central place in this;

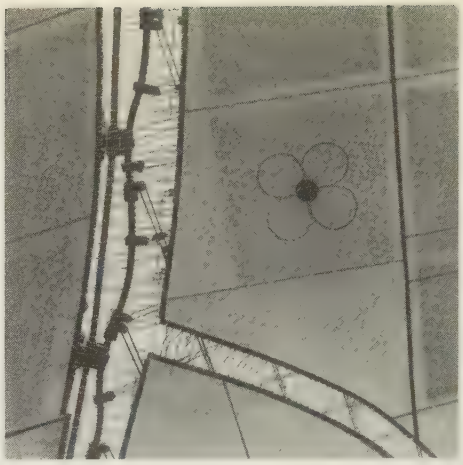
2. research of membrane structures, without cable nets: lightweight concrete, metal plates, weaves to plastic foils;



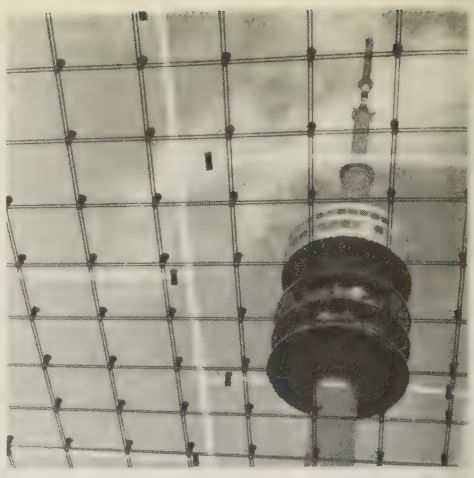


107. *Buffer detail. On every acrylic panel of approximately 2.90 × 2.90 sq. m, 9 buffers of neoprene-metal bring the flexibility of the cable net over to the rigid panels. The buffers are screwed on the intersection points of the cable net (The form of the neoprene buffer itself has been changed from this detail drawing: more slender);* **108.** *Section over the black neoprene seam bands between the acrylic panels. The total width is about 20 cm. The aluminium profiles take care of the clamping of the bands to the panels;* **109.** *Connection seam in the suspended ceiling of the swimming arena;* **110.** *The acrylic glass panels yet without the neoprene-metal seam bands. They have a grey-brown tinting;* **111.** *The thick black neoprene seam bands and the buffers dominate the appearance of the net roof;* **112.** *Piece of insulation layer made of folded transparent PVC-plates, laid perpendicular on each other to several thicknesses.*

109

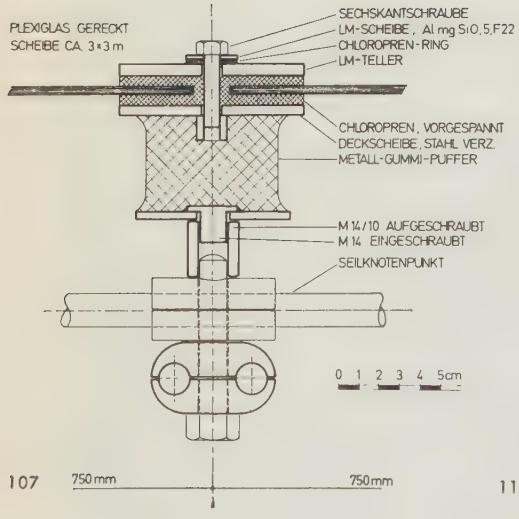


110

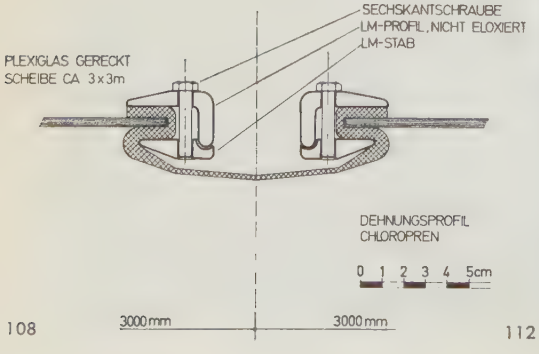




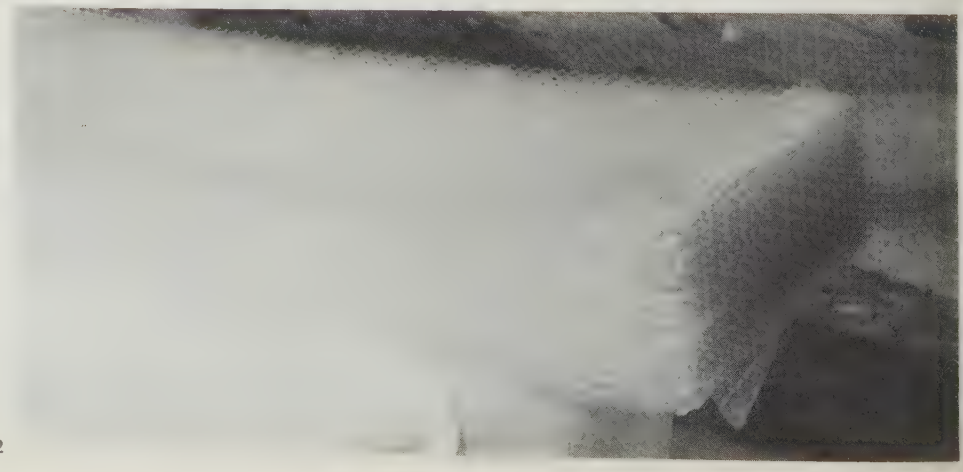
111



107



108



112

esearch and development of struc-
l details of the bearing construction
the covering, as well as the com-
tion of directives for loading and
nsuring, besides safety contemplations.
to the methods to be followed, re-
rch is done on:

the development of algorithms and
culation programs of non linear static-
and dynamical calculations of mem-
nes and cable nets;

the development of methods to cal-
ate the natural frequencies of pre-
ssed cable nets and membranes as
l as the numerical and experimental
arch on vibrations/oscillations;

improvement of the model techniques
the design of tensile lightweight struc-
es and the destination of the form in
w of broader application areas of
ntweight structures;

the development of methods and de-
es for the application of the close ran-
photogrammetry in measuring and
tinating the shape of lightweight
uctures;

improvement of model static methods
obtain section forces and deforma-
ns, in particular by development and
of automatical read devices.

institues from the field of structural
gineering, planning, geodesy, fabrica-
n techniques and aviation & aerospace
nstruction are participating in the SFB
program. The actual research pro-
m of the SFB '64 has been divided
o the following projects:

(prof. Argyris/prof. Bornscheuer)

statical and dynamical calculations
any given pre-stressed networks and
mbrane shells;

dynamical researches on several roof
ments and total structures;

(prof. Otto/B. Burkhardt)

composing archives for lightweight
uctures of large span and ordering of
structural systems;

research on the mutual influences
form and construction;

further development of the model
ilding and model measuring techni-
es in mutual dependencies;

(Dr.-Ing. Fischer)

research on the bearing roof cov-
ings;

(prof. Joedicke)

analysis, classification, description
d estimation of lightweight large span
uctures;

(prof. Leonhardt/Dr.-Ing. Schlaich)

bearing characteristics of cable nets
pending on geometry and structure;



5.2 vibration/oscillation characteristics in building situation;

5.3 further developments of cables and strands and their anchorages, connection elements, durability strength of cables and strands;

5.4 development of hanging roof of lightweigth concrete;

6. (prof. Linkwitz)

6.1 close range photogrammetry;

6.2 mathematical calculative digestion of photogrammetrical measuring results;

6.3 transfer of main values gathered from model measurements into the real site situation;

7. (prof. R. K. Muller)

7.1 development of models and electronical measuring devices for the statical research on cable net structures.

MICK EEKHOUT

(Delft, August 1971)

QUOTATION SOURCES

1. « *Wettbewerb* »
Bauten der Olympische Spielen 1972, München,
Karl Krämer Verlag, Stuttgart/Bern,
page II-4.

2. *Paul Löwenhauser,*
« *Von Wettbewerb zur Bauplanung* »
Bauten der O.S. *1972*
page III-1.

3. *same article*
page III-2.

4. *same article*
page III-5.

5. « *Entwurf, Koördination aller Einzelplanung, Erläuterung des Entwurfs* »
Bauten der O.S. *1972*
page IV-6/8.

6. *same article*
page IV-14/15.

7. « *Total Complex Oberwiesenfeld/Olympic Athletic Facilities* »
Olympic Architecture Munich 1972,
Progress Report Autumn 1970,
Karl Krämer Verlag, Stuttgart/Bern
page 2.

8. « *Einordnung der Dachkonstruktion in das Entwurfkonzept* »
Deutsche Bauzeitung, *4/1970*
page 255.

9. « *Roof* »
Progress Report Autumn 1970
page 10/14.

10. *J. M. de Lang,* « *'s Werelds eerste voorgespannen houten hangdak* »
Hout *1/1970, Amsterdam*
page 2/13.

11. *Helmut Keil,* « *Lichtdurchlässiges Zeltdach fur die Olympia-Hauptsportstätten in München* »
Kunststoffe im Bau, *22/1970*
page 28/32.

12. *Paul Löwenhauser,*
« *Von Wettbewerb zur Bauplanung* »
Bauten der O.S. *1972*
page III-3.

13. *Klaus Linkwitz,* « *Photogrammetrische und mathematische Arbeiten für die olympischen Dächer München* »
(not published)
page 2.

41. *(chapter 8 was composed practically entirely with the aid of quotations from:)*
– Klaus Linkwitz - H. D. Preuss,
« *Die photogrammetrische Vermessung der Modelle der olympischen Dächer München* »
Bildmessung und Luftbildwesen, *4/1971*
page 147/156.
– Klaus Linkwitz,
« *Protogrammetrische und mathematische Arbeiten für die Olympischen Dächer München*»
(not published)
page 1/4
– « *Bericht über die olympische Dächer für Herrn Lämmle* »
(internal repart/Institut für Geodesie, Stuttgart)
page 1/6.

15. « *The Mathematical/Electronic*
Progress Report Autumn 1970
page 26/27.

16. *(these data concerning theoretical calculations were obtained from:)*
John H. Argyris und Dieter W. Scharf,
« *Berechnung vorgespannter Netzwerke* »
Bayerische Akademie für Wissenschaften,
4/1970, Verlag der B.A.f.W., München.

17. « *Wind Tunnel Test* »
Progress Report Autumn 1970
page 28/29.

18. « *The Supporting Structure* »
Progress Report Autumn 1970
page 29/32.

19. *Roland A. Schmid,*
« *Sonderforschungsbereich '64-Materialforschung und Forschung im konstruktiven Ingenieurbau Thema 1970-1972: " Weitgespannte Flächentrag Werke* »
Universitätsnachrichten Stuttgart *4/1971*
page 7/8.

ON THE STATIC ANALYSIS OF THE OLYMPIC CABLE ROOFS IN MUNICH

J.H. Argyris, W. Aicher, T. Angelopoulos

During the design of the cable roof system for the Olympic facilities in Munich, our Institute became involved in the static analysis of the roof for the Sporthalle. The possibility of making the required calculations for such a large structure has only been realized within the past decade with the advent for the modern digital computer. As early as 1953, the senior author was engaged in the development of the theory of " finite elements ", which laid the basis for the solution of the cable-net analysis problem. Using the techniques of the finite element method along with the capabilities of the computer, a computer program was developed to analyze arbitrary cable networks. The theory of finite elements, as applied to cable networks, has been the subject of recent investigation and is further developed in other papers.

The form of the computer program developed for the analysis of the Sporthalle may be summarized as follows:

1. Preparation of the Initial Data

Beginning with the coordinates from an architectural model, the surface of the net is described mathematically in an approximate sense using the method of least squares. An equal-mesh net is then generated on this surface, taking into account the cable cross-section, the material properties, and the desired stress distribution within the net. Similarly, the edge cables are described mathematically by a polynomial, and the intersection of the edge cables with the network defines the boundary of the net.

2. Topology of the Net

In this section of the computer program, the topology of the net is described. It includes the numbering of the nodal points and the corresponding degrees of freedom (each nodal point has 3 degrees of freedom, i.e. the displacements in the x, y and z-directions) and the suppression of those degrees of freedom corresponding to the cable anchorages.

terative Determination of an Equilibrium face

ce the surface determined by the t squares method is not necessarily equilibrium surface, an iterative nique is used to find the equilibrium face by solving a set of nonlinear ations. The heart of the computer gram is the iterative procedure which arizes the set of equilibrium equa- ns and determines a set of incremental placements. These incremental displa- ments are added to the original coordi- es and the new geometry is checked equilibrium; when the unbalanced ce at each node is less than a specified ue (here it was specified to be 10^{-5} Mp) iteration is terminated and the final metry defines the equilibrium surface. th the modern computer, the number simultaneous equations that can be ved is dependent more upon economic siderations than computer capacity.

Investigation of Loading Cases

e to the fact that large unbalanced ces may be encountered if the external d (for example, snow) is applied to the ucture in one iterative step, the exter- load is applied incrementally to avoid thematical difficulties. The load is ap- ed in a series of steps until the entire ernal load is on the structure, with the uilibrium position again being found the iterative procedure described ove. Various loading conditions can investigated including snow over the tire structure, snow loads over only a rtion of the structure, wind loads, and nperature loads. In addition, the pro- am has the capability of determining influence of fabrication errors upon stress distribution with the net.

Automatic Plotting and Computer Display tems

ue to the large number of elements and dal points often encountered for cable- structures, it is imperative that a ual display system be available to ect possible errors in the geometry d the stress distribution. The current tem developed at the Institute for tics and Dynamics of Aeronautical d Space Construction has the capa- ity of using both a line plotter as well a printer plotter to display a plan w of the structure. A further devel- ment which can be used not only to ect errors, but also to modify the ucture at any design stage, is an inter- ive graphical display system (Fig. 5, 6) which allows the architect or engineer to communicate directly with the computer.

6. Display of Results

The final function of the computer program is to output the results in a form which is usable to the engineer. This may include such things as the stress distributions and the deflections for the various loading cases, and the change in angle between the varius cables which may be important for the installation of the panels covering the network of cables.

With such large and complicated structures as the Sporthalle, the description of the initial geometry is very important. The architectural scale model which served as the basis for the analysis, was constructed at the Institute for Lightweight Tension Structures at the University of Stuttgart. The model measurements were done by the Institute for the Application of Geodesy in Civil Engineering, also part of the University of Stuttgart, and served as the starting point of the analysis. Using a 3 meter × 3 meter mesh for the net, the Sporthalle had some 6600 elements and 35 nodal points with 10500 degrees of freedom. It is interesting to note that early in the development stage of the computer program it took some 200 minutes for one iteration cycle which included the assemblage of the structure stiffness matrix and the load vector and the solution of the system of linear equations; as experience was gained, this time was reduced to 20 minutes by applying more advanced programming techniques.

Additional prestressed nets that have been calculated at our Institute are the following:

I. Niedersachsenstadion in Hannover

The net here is supported by an arch of approximately 240 meters clear span. For this structure, no model was needed, because the initial-geometry data was determined with the help of analytic functions. For the simulation of the arch support, a beam element was built into the computer programs in addition to the truss element, also allowing for the treatment of large displacements. The net was initially investigated with a mesh spacing of 6 meters and later with a 3 meter spacing. The number of unknown displacements amounted to 3200 for the 3 meter net after making use of symmetry conditions. The final arrangement, with a mesh spacing of 1 meter, gives approximately 24000 unknowns.

II. Roof for the East Stand of the Olympic Stadium in Munich

The net (figure 4) is based on the same principle at the West Roof of the stadium. The prestress and loading cases were investigated with a net mesh spacing of 3 meters. The numbers of unknown displacements was 2150. The final desired 0.75 meter net spacing arrangement will still be determined exactly, however, because the 3 meter net is linearly interpolated and, following that, iterated to its equilibrium position.

Further program development: In the same manner as the ASKA and DYNAN program systems developed at our Institute, a convenient system for prestressed networks will also be developed. Initially, other elements will be incorporated into the system in addition to the truss and beam elements. Thus, for example: triangular and quadrilateral membrane elements (large displacements) wich can simulate a roof skin upon the net, including the consideration of anisotropy effects. The solution of additional important problems: shapefinding or initial geometry, vibrations, and dynamic wind loads, which have already been investigated at our Institute, will be incorporated into the general computer program system. Meanwhile, in our Institute, a research group has been formed which is supported by the German Research Council (Deutsche Forschungsgemeinschaft SFB-64).

Finally, we note that the static calculations for prestressed networks are nearly impossible without the use of large computer installations. In spite of the full automation of the computation methods, however, only a part of the work is taken over by the computer, and it is still required that the engineeer take an active part during the calculations.

ARGYRIS, AICHER, ANGELOPOULOS

REFERENCES

Argyris J. H.,
Energy Theorems and Structural Analysis,
a. Part I, General Theory, Aircraft Engineering,
Bd. 26, 1954, Oktober S. 347-356,
Nov. S. 383-387, Bd. 27, 1955;
Febr. S. 42-58, März S. 80-94,
April S. 125-134, Mai S. 145-158.
Als Buch veröffentlicht, Butterworths, Ldn. 1960.

Argyris J. H.,
Recent Developments of Matrix Theory of Structures, Paper presented at the 10th Meeting of the Structures and Materials Panel, AGARD, Aachen, Sept. 1959.

Argyris J. H.,
Recent Advances in Matrix Methods of Structural Analysis, Progress in Aeronautical Sciences, Bd. 4, London, New York, 1963.

Argyris J. H.,
Continua and Discontinua, Opening Address to the International Conference on Matrix Methods of Structural Mechanics, Dayton, Ohio, Wright-Patterson, U.S.A.F. Base, October 26th, 1965. Proceedings of the Conference by U.S. Government, S. 1-198, Januar, 1967.

ASKA Unser's Manual,
ISD Report 73, Universität Stuttgart, November 1969.

DYNAN User's Reference Manual,
ISD Report 97, Universität Stuttgart, 1971.

Argyris J. H. - Scharpf D. W.,
Berechnung vorgespannter Netzwerke, Bayer. Akad. Wiss., Sondardruk 4 aus den Sitzungsberichten 1970, München.

Argyris J. H. - Scharpf D. W.,
Finite Elements in Time and Space, J. of the Royal Aeron. Soc. Vol. 73, December 1969.

Angelopoulos T.,
Zur Formfindung, Statik und Dynamik vor vorgespannten Netzwerkkonstruktionen, Dr.-Ing. Dissertation, zur Verlage an der Universität Stuttgart.

Argyris J. H. - Angelopoulos T.,
Ein Verfahren für die Formfindung von beliebigen, vorgesapnnten Netzwerkkonstruktionen, Varbericht des 9. IVBH Kongresses 1972, Amsterdam, Thema IIIa.

Argyris J. H. - Scharpf D. W.,
Large Deflection Analysis of Prestressed Networks. Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST3, March 1972.

Argyris J. H. - Angelopoulos T.,
Theorie, Programmentwicklung und Erfahrung an vorgespannten Netzwerkkonstruktionen. Vorbericht des 9. IVBH Kongresses 1972, Amsterdam, Thema IIIa.

Angelopoulos T. - Bichat B. - Knudson W.,
Vorgespannte Netzwerkkonstruktionen, Jahresbericht 1971 des Sonderforschungsbereiches 64 (Gruppe A), Universität Stuttgart.

Angelopoulos T. - Bichat B. - Haug E.
Knudson W. - Nagy D. A., L.T.S.,
A Program System for the Non-Linear Analysis of Lightweight Tension Structures.

Knudson W.,
Static and Dynamic Analysis of Cable Structures, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, April 1971.

Knudson W.,
Response of Cable Net Structures under Dynamic Loads, IASS Pacific Symposium. Part II on Tension Structures and Space Frames, Tokyo, October 1971.

Knudson W. - Scordelis A. C.,
Cable Forces for Desired Shapes in Cable Net Structures, ... (see above) ...

Haug E.,
Formermittlung von Netzen, Die Bautechnik, Heft 9, 1971, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.

Haug E - Powell G. H.,
Analytical Shape Finding of Cables Nets, IASS Pacific Symposium. Part II on Tension Structures and Space Frames, Tokyo, October 1971.

Haugh E. - Powell G. H.,
Finite Element Analysis of Nonlinear Membrane Structures, ... (see above) ...

Haug E.,
Finite Element Analysis of Nonlinear Membrane Structures, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, Spring 1972.

Nagy D. A.,
Some System Identification and Optimization Procedures in Structural Mechanics, Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, November 1971.

NEW METHODS FOR THE DETERMINATION OF CUTTING PATTERN OF PRESTRESSED CABLE NETS AND THEIR APPLICATION TO THE OLYMPIC ROOF MUNICH

Special lecture, delivered in Tokyo, reprinted from « The Proceedings IASS Symposium », Tokyo October 1971

by Klaus Linkwitz

1. INTRODUCTION

For the design of the structures and the shaping of site of the XX. Olympic Games in Munich 102 proposals were received up to October 1967 by the jury presided by Professor Egon Eiermann of Karlsruhe. Among these the project of architects Behnisch and Partners was awarded the first prize. The jury, however, could not convince itself to issue a final decision on the large, tent-like roof proposed by Behnisch to be spanned as a prestressed cable net over the Western tribune of the stadion, the swimming hall, the athletic hall, and the intermediate structures between stadion and athletic hall. After a preliminary decision in favour of this construction in June 1968, doubts and critiques prevailed. Finally, in August 1968, it was discussed earnestly again whether the prestressed cable nets or another type of roof were to be executed. But then the time remaining until the actual games had shrinked so much and so many decisions had had to be taken previously that no alternative was left. Thus actual construction on site and complicated design work overlapped each other. This led to complications and difficulties by which the Olympic Works Society, architects, engineers and contractors have been accompanied up to now. One — among other — difficult problems was the determination of cutting pattern. At the outset of works it was discussed in many sessions with Frei Otto and his team — adviser for all questions of the cable net — and with F. Leonhardt and J. Schlaich and their team — responsible engineers for the construction. The task of cutting pattern determination was then given to the author and his team.

2. GENERAL REMARKS ON METHODS OF CUTTING PATTERN DETERMINATION

The term "cutting pattern" comprehends the determination of the lengths of all cables and cable pieces as prerequisite for the cutting of cables and their knotting together to a net.

litionally it includes large scale map-
g in " cutting pattern plans " of the
ndary strips of the spatially curved
in a distortion-free manner.
ore the Munich project cutting pattern
a were derived only and directly from
wire model, as it had been done
the German Pavilion Montreal 1967.
otos of the border strips were taken
n equal distances with optical axes
roximately perpendicular to the net
face. These photos were enlarged to
e, mounted successively and traced on
ing paper. This led to plans nearly
of mapping distorsions. All lengths
angles in the irregular boundary strip
e then graphically measured. The full
gth of a cable was found by counting
number of equal meshes in the model
adding the two irregular " cutting
tern lengths " measured in the plans
he two opposite ends of the cable.
ginally it had been intended to follow
same procedure also in Munich and
base the cutting pattern determination
lusively on cutting pattern models of
n wires made in a scale of 1 : 125.
ese were to be measured by stereo-
otogrammetry. Then the measured spa-
coordinates of all knots of the net
of all " system points " [1], the lengths
all cables and cable-pieces between
ots, which net and primary construc-
n consist of, can be calculated by the
mple formulas of analytical geometry,
ntually by using additionally correc-
ns observing the rules of differential
ometry. If we assume the cutting pat-
n models to be absolutely free of
ors and if we assume further that also
coordinates — by whatever methods
can be measured without errors then
ch a procedure for the determination
cutting pattern is possible. From geo-
sy and experimental natural sciences
know, however, that " exact " models
d measurements in the very sense of
e word " exact " may be imagined
entally, but do not exist in physical
ality. Therefore the measured spatial
ordinates describe the theoretical exact
nfiguration of the net only with a cer-
n blur and can only be used as initial
lues for the cutting pattern. By rule of
e thumb calculations of necessary ac-
racies and controls of the initial values
owed that a cutting pattern determined
this direct and rather simple way
uld result in intolerable risks for pre-
brication and montage of the net:
e prescribed prestress of the cables had
be observed within a tolerance of 15%
ly to prevent unloading of " standing "
bles by heavy loads. This tolerance
corresponds to a permissible deviation in length of 10 mm for a cable of 50 m total length using Hooke's law. Thus the basic concept of Montreal had to be abandoned as the works progressed, giving rise to grave consequences. A critical phase of cutting pattern determination followed, which then was solved in different ways for the different roofs.

3. CUTTING PATTERN DERIVED FROM MODEL MEASUREMENTS

3.1. Photogrammetric methods of model measurements

The photogrammetrical methods used have been published in /5/ and are summarized here:
Photographs of a size of 13 by 18 cm were either taken with a GALILEO VEROPLAST or with a camera constructed at the author's institute, using parts of the commercial SINAR NORMA camera.
Before any photos could be taken the cutting pattern models had to be prepared: Many system points — tops and bottoms of masts and supports — could not be viewed directly from the camera-standpoint, 3 m above the model. They had to be signalized by small pins and metal cuffs in such way that the system point coordinates could be determined from indirect measurements and calculations. Control points in position and height had to be materialized in the models and measured geodetically prior to each set of photos with an accuracy of ± 0,1 to ± 0,2 mm. Finally, since the self-built camera unfortunately proved not to be stable enough, calibrations had to be calculated for each set of stereo-photos. For the measurement of the cutting pattern models - we will not report here also the measurements of the thin fabric models and the force models used in prior stages of the project for finding the geometrical configuration of the net and for studies on its behaviour under load — the ZEISS stereocomparator PSK was used. Programs in ALGOL and FORTRAN were developed for the computers TELEFUNKEN TR 4 and CONTROL DATA CDC 6600 in order to transform measured two-dimensional photo-coordinates into spatial models coordinates by the rules of analytical photogrammetry. As a result of these measurements and calculations spatial coordinates of all knots of the nets — with a meshlength, however, of 3 m only in comparison to 75 cm mesh lengths in actual execution — and of all system points were obtained and available in form of lists and punched cards for further processing.

3.2. Geometric-mathematical methods of correcting model measurements

By these methods the coordinate measurements which in a statistical sense are not free of errors are corrected according to criteria of plausibility by taking advantage of the characteristic geometrical properties of a prestressed cable net.
Such criteria are:
— Due to the conditions of equilibrium and the fact that each single piece of cable between two knots is stressed by a tension force one set of cables is " hanging " and another set — intersecting the " hanging " ones — is " standing ". Thus at each intersection point materialized by a knot the curvature of the surface, as represented by the discrete knots, is " anticlastic ". This means that the curvature — when looking from above on the net is concave in the direction of the " hanging ", and convex in the direction of the " standing " cables. So, following successive coordinates in a cable the curvature calculated from adjacent points must be always concave in a hanging and convex in a standing cable, and measurements can be adjusted accordingly.
— The inner parts of all nets were conceived to have equal lengths of meshes of 24 mm in the model, corresponding to 3 m in nature under a prescribed uniform pretension. Accordingly coordinates of knots of the inner net could be adjusted by the method of least squares in such way as to form meshes of aequidistances.
— Following successive knots on the boundary cable the curvature must always be concave and change " harmoneously ". Also the torsion must change harmoneously. This was achieved by a procedure " smoothing of boundary cable measurements ".
— Finally the 24 mm net of the model, = 3 m net in nature, was densified by a non-linear spatial interpolation to the 75 cm net of actual execution, a task which proved to be difficult: A direct interpolation is only possible in the inner part of the net whereas in the strips adjacent to the boundary cables where the irregular cable lengths of the cutting pattern occur, the inner net has to be extrapolated towards the boundary cable.
As a result of these adjustments, realised in several newly developed program systems, improved coordinates were obtained on which the calculation of cutting pattern was based.

4. CUTTING PATTERN DERIVED FROM A NEW METHOD OF ANALYTICAL CALCULATION OF PRESTRESSED CABLE NETS

When the engineering and architects teams of architects G. Behnisch, Frei Otto, Fritz Leonhardt and the author started their work in 1968 such large nets had never been analytically calculated in practice, and no experience how to do this was available. First proposals to tackle this difficult problem were given in an unpublished paper of Biguinet, member of F. Leonhardt's team, taken up by the team leader J. Schlaich, and discussed with J. H. Argyris — who developed the method of finite elements — and D. Scharpf of the institute of statics and aerodynamics of air borne structures of the University of Stuttgart. This led to the development of a program system, and the roof of the athletic hall was calculated analytically by using as initial values the coordinates from photogrammetric measurements.

Independently the author, being unsatisfied with the concept of a pure geometrical adjustment, doing research work in the theory of adjustment, and after having investigated analogies between the methods of least square adjustment and calculations of elastomechanics at earlier times had contemplated the idea of an exact analytical calculation also, and discussed this over and over again with his collaborator H.-J. Schek, mathematician at his institute. As a result a new method of calculation was conceived, transformed into a program system and practically applied for the determination of cutting pattern of the stadion and intermediate part roofs. The method is described in Linkwitz and Schek, and is outlined here in its characteristic properties:

In analytical calculations of cable nets the surface, represented in discrete points by the knots, is interpreted as a geometric configuration of equilibrium: At each knot in which in the inner part of the net four and on the boundary cable three cable elements are connected, the corresponding tension forces are in equilibrium. This geometrical configuration of equilibrium is known and the task of its determination is solved if the coordinates of all knots and system points and the forces in all cable elements are known. Then with Hooke's law lengths of all cable elements under tension zero can also be calculated.

For calculation the cables and cable elements between adjacent knots are assumed to be slack with regard to bending. Thus the cable net is replaced by a pin-joined spatial frame consisting of tension bars only which are connected in the joints free of friction. For the loading case " pretension without external loads " = " cutting pattern ", the weight of the cable net itself is neglected, and all external loads except in the system points with anchorage cables are put to zero. With the nomenclature E = module of elasticity, F = area of cross section of cable element = area of cross section of replacing tension bar, v = elastical elongation of cable element due to an acting tension force s, in the loading case pretension the force in each cable piece j between two knots i and k can be calculated with Hooke's law from the difference v_j between real distance

$$w_j = \sqrt{(x_k-x_i)^2+(y_k-y_i)^2+(z_k-z_i)^2}$$

and slack element length l_j

$$v_j = w_j - l_j = \sqrt{(x_k-x_i)^2+(y_k-y_i)^2+(z_k-z_i)^2} - l_j \quad (1)$$

$$s_j = v_j \cdot \frac{E_j F_j}{l_j} = v_j \frac{h_j}{l_j}$$

Starting from (1) one is struck by the temptation to follow now the method of displacements, set up stiffness matrices, and find a solution.

Assuming that approximate coordinates x_{oi}, y_{oi}, z_{oi}, and x_{ok}, y_{ok}, z_{ok} are known, we may linearize 31) by a Taylor expansion

$$v_j = \frac{x_k-x_i}{w_j}\Delta x_k + \frac{y_k-y_i}{w_j}\Delta y_k + \frac{z_k-z_i}{w_j}\Delta z_k - \frac{x_k-x_i}{w_j}\Delta x_i - \frac{y_k-y_i}{w_j}\Delta y_i - \frac{z_k-z_i}{w_j}\Delta z_i + \underbrace{\sqrt{(x_{oi}-x_{ok})^2+(y_{ok}-y_{oi})^2+(z_{oi}-z_{ok})^2} - l_j}_{w_{oj}} \quad (2)$$

or, in matrices

$$v = A \cdot d + w_o - l$$
$$v = A \cdot d + f \quad (2^*)$$

and thus get an expression in which the cable elongations v are a linear function of the coordinate displacements d and — in the terminology of the displacement method — the matrix A in (2) transforms system displacements d into element displacements v and ensure their compatibility. A then has m (= number of cable elements) rows and 3 n (= number of coordinate components in a net of n points) columns; w_o and l are vectors with m elements each. Arranging the "hooke factors" $E_j F_j = h_j$ in the diagonal matrix H and the slack element lengths l_j in the diagonal matrix L we may write the Hooke's law as $s = HL^{-1} \cdot v$. With the already known matrix A we may immediately set up for each knot the conditions of equilibrium using the transposed matrix A' according to

$$A's = O \text{ (no external loads)}$$
$$\text{or } A's = g \text{ (external loads)}$$

and, since $s = HL^{-1} v$:

$$A'HL^{-1} v = O \quad (3)$$

Replacing not the vector V of element elongations by coordinate displacements d according to (2) we get the well-known conventional system of linear equations*

$$(A'HL^{-1}A)\, d - A'HL^{-1}(w_o - l) = O \quad (4)$$

Unfortunately, these equations do not lead to a solution since $(A'HL^{-1} A)$ is singular due to the fact that the number m of cable piece elements is smaller *than the number of 3 n coordinate displacement to be determined: The system is geometrically underdetermined.*

The essential reason why we cannot find a solution by simply following the method of displacements is, however, the fact that when applying this method we regard our problem to be a linear one and replace the real non-linear problem too early by linear relations.

Starting again from the fundamental equation (1) we immediately get a unique solution if we reason somewhat more in an exact manner. Certainly the strain energy in each cable-piece = each element of the system is

$$u_j = \frac{1}{2} v_j \cdot s_j$$

or replacing the forces with Hooke's law by the elastic elongations

$$u_j = \frac{1}{2} v_j^2 \cdot \frac{E_j F_j}{l_j} = \frac{1}{2} v_j^2 \cdot \frac{h_j}{l_j}$$

The total system consisting of m cable elements, its total energy in the state of pretension must be

$$\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{m} v_j^2 \cdot \frac{h_j}{Z_j} = \frac{1}{2} v'HL^{-1}v = \frac{1}{2}(w'-l')\,HL^{-1}(w-l) = \frac{1}{2}(w'-l')\cdot s \tag{5}$$

re H and L^{-1} are diagonal matrices n elements $h_j = E_j \cdot F_j$ and l/l_j res-tively.

(5) we have expressed the energy function of system point coordinates they are contained in the vector of ts w — and non-extended element gths l or as a function of system co-inates and element tension forces s. the case of equilibrium this energy st be a minimum. By differentiation h respect to the variable system co-inates X we get the non-linear *equa-ns of equilibrium*

$$A's = O, \quad \text{or} \quad A'HL^{-1}(w-l) = O,$$
$$\text{or} \quad A'HL^{-1}v = O \tag{6}$$

ich are now point of departure for all ther investigations and especially for ling a practical solution. The latter be found in two different ways:

Numerical solution of (6) *by a New-ieration = " NEWTON "- procedure. in* (6) *we regard the slack element gths l to be known then we have in net with n knots 3 n non-linear con-ons of equilibrium for the determina-n of 3 n unknown coordinates x of nts. Introducing approximate coordi-es $x_o = x - d \Rightarrow x_o + d = x$ l linearising* (6) *by a Taylor expan-n — here we have to observe that w functions of x — we get after some culation in combination with a mathe-tical artifice described in* (6) *the linear uations*

$$(HW^{-1}A + D)\cdot d = AHL^{-1}(w_o - l)/x_o \tag{7}$$

ich can be solved in successive itera-e steps.

is interesting to note that in (7) *we d parts of our system* (4), *derived by plying simply the displacement me-od: If in* (7) *we set $D = O$ and $W^{-1} \approx L^{-1}$ we just get the equations* (4).

initial coordinates which are necessary the solution of (7) *those from model asurements may be used or they may obtained by developing nets by com-er calculations on hyperbolic-like sur-es.*

uctical application of (7) *may still lead to difficulties. When calculating from initial values x_o the condition of $w > l$ is generally not fulfilled in the first steps of numerical iteration. Then compression forces are encountered, the net is heavily distorted during the computing process, and the convergence is disturbed or not at all achieved. But also if the convergence is not bad the method cannot satisfy completely since the non-extended " slack " lengths l of all cable elements have to be known — whereas in cutting pattern calculations just these lengths in the irregular boundary strip have to be determined — only estimated lengths can be introduced into the calculation. After equilibrium has been achieved and all tension forces are known it can only then be decided whether the estimated cutting pattern was useful or not. Starting again from* (6) *by a similar procedure we could derive a linear system in which instead of all non-extended lengths l all forces s have to be prescribed.*

$$(D - A'SW^{-1}A)\cdot d = -A's/x_o \tag{8}$$

Finally lengths and forces to be prescribed can be combined in such a way that the slack element lengths l_r have to be prescribed for the inner aequidistant part I of the net and the forces S_B for the irregular boundary strips B:

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - A'_B S_B W^{-1} A_B)\, d = A'_I H_I L_I^{-1}(w_o - l_I) - A'_B s_B / x_o \tag{9}$$

Starting from the photogrammetric coordinates of the models, just these data — namely lengths and forces as fixed constant values — were used by Argyris-Scharpf in their method of calculation of the athletic hall.

b) *Numerical solution of* (6) *by combinig the elastomechanical conditions of equilibrium with a least squares adjustment procedure = " ADJUSTMENT "-procedure*

Looking again at the equations (7) *and* (8) *or the combination* (9) *we can characterize them as follows: Starting from initial coordinates x_o a geometrical figure of equilibrium $x \approx x_o + d$ is calculated for either a given prescribed set of m non-elongated lengths l or a given set of m tension forces S or, using* (9), *a given set of p non-elongated lengths l_I* and *q forces S_B; with $p + q = m$. Since either forces or lengths or combinations of both are* not *known at the beginning of the calculations they must be estimated, and depending on the compatibility of this estimation with the initial geometrical configuration x_o the final configuration $(x_o + d)$ will deviate more or less from x_o. Thus not only the search for equilibrium by the practical solution of* (9) *is a process of iteration, but also the calculation of successive figures of equilibrium is an iterative process which has to be repeated as often by trial and error until a satisfactory* combined *set of geometrical configuration x — according to architects' wishes and geometrical constraints of actual execution — and forces S — complying with the dimensions of the cables, the necessity that their values should be as uniformly distributed as possible and the condition that also under leads no cables must become slack — has been found. Thus in practise the application of Newton-solutions to large nets can be tedious and nerve-racking.*

These handicaps can be reduced when approaching our problem of analytical calculation from a different point of view and with a different philosophy. The author being geodesist and his collaborator H.-J. Schek being mathematician both were used to handle observed data in geodetic problems and adjust these data according to the method of least squares. When they had got the coordinates of all knots from photogrammetric measurement of the cutting pattern models, and moreover the lengths of a number of cable elements and forces from model measurements they knew that all these data were not free of errors and could be regarded as samples in the sense of statistics only. After having derived the equations of equilibrium it was indeed a very plausible idea to insert these measured data in the equations (6) *and thus check them by trying whether they would fulfil these equations. Naturally they did not — but again this was a very familiar result — since also in triangulation procedures observed data do not fulfil certain equations of geometry at the beginning. Thus the non-linear equations of equilibrium of elastomechanics can be interpreted as non-linear equations of conditions in the sense of adjustment theory by the principle of least squares: Every set of coordinates, forces and lengths fulfilling* (6) *and thus being compatible belongs to a certain unique configuration of equilibrium. To start with, in* (6) *coordinates, lengths,* and *forces are regarded as unknowns — the system of equations then being underdetermined*

— and starting with estimated or measured initial values $x_o = x - d$ for coordinates and $S_o = S - \Delta S$ for forces that figure of equilibrium is calculated for which the additional minimum condition

$$d' B_1 d + \Delta s'_B B_2 \Delta s_B = > min$$

— in which B_1 and B_2 are arbitrary diagonal weight matrices — is fulfilled. As a result of all possible compatible pairs x, s the pair which has quadratic minimum deviations from the initial values x_o, s_o is evaluated. According to the arbitrary choice of weight coefficients in B_1 and B_2 a configuration of equilibrium is found which either resembles closely the initial configuration x_o or to the initial pattern of forces s_o.
The essential equations for this concept are the following: Assuming — as was done for the development of (9) — that for the inner part I of the net slack element lengths l_B are given and for the boundary zone B are given and for the the equations of equilibrium according to (6) are

$$A'_I H_I L_I^{-1} (w_I - l_I) + A'_B s_B = O \quad (10)$$

which now are regarded as non-linear equations of condition for $x = x_o + d$ and $S_B = S_{oB} + \Delta S_B$.
Linearization by Taylor then yields the equations

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - \\ - A_B S_B W_B^{-1} A_B)\, d + A'_B \Delta s_B = u$$

where

$$u = - [A'_L H_I L_I^{-1} (w_{oI} - l_I) + A'_B s_{oB}] \quad (12)$$

with the abbreviations

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - \\ - A'_B S_B W_B^{-1} A_B) = C'_I \quad (13)$$

we have now the adjustment problem: Minimize

$$d' B_1 d + \Delta s'_B B_2 \Delta s_B = > min$$

by observing the conditions (of equilibrium)

$$C'_I d + A'_B \Delta s_B = u \quad \uparrow (11)$$

The solution of this problem is

$$d = B_1^{-1} C_I (C'_I B_1^{-1} C_I + A'_B B_2^{-1} A_B)^{-1} \cdot u \quad 14)$$

$$\Delta s_B = B_2^{-1} A_B (C'_I B_1^{-1} C_I + A'_B B_2^{-1} A_B)^{-1} \cdot u$$

If the coefficients of B_2 are chosen very large compared to those of B_1 the estimated or measured forces are kept exactly, and the results are the same as with "Newton".
For this new concept of calculation a new program system for the CDC 6600 was developed and successfully applied for the cutting pattern calculation of stadion and intermediate parts. Systems of equations with up to 6500 unknowns had to be solved. Since the basic problem in non-linear a figure of equilibrium was normally found after 4 to 10 iteration steps. Due to the width of band in the matrices computing times were rather large.

5. SOME REMARK ON THE DRAWING OF CUTTING PATTERN PLANS

For the drawing of cutting pattern plans the spatial coordinates — being the result of measurements, measurement plus calculation or pure calculation — of knots in the boundary strips of the nets had to be mapped in a scale 1 : 10 with as little distortion as possible and drawn — system lines of cables inclusive — by automatic drawing machines. Two methods for which also program systems had to be newly developed were used:
For the athletic hall, swimming hall and stadion coordinates were projected orthogonally into adjusting planes, the spatial position of which was determined in such way to make the sum of weighed quadratic distances between points and plan to a minimum. Normally eight to ten plans per boundary cable zone were necessary, the overlap of which was predetermined in general drawings 1 :125. Still , in zones of strong curvature distortions beyond drawing accuracy were encountered and had to be corrected manually.
Computer protocols were attached to each plan containing all information on additional data necessary for the conversion of these plans into workshop plans for actual execution by the steel construction contractors.
For the intermediate parts in wich cutting pattern calculations with the new method was employed: Due to the fact that at each knot on the boundary cable three complanar forces are acting a small region of boundary cable and net can be mapped directly and completely free of distortion. If successive small and exactly plane regions are mounted a plan free of distortions within the vicinity of each knot is received, leading to a "quasi-conform" mapping of the borderstrip. Thus it was possible to draw the full length of one border-cable into one "endless" plan.
For drawing the total area of 3800 m² (!) of cutting pattern plans the drawing machines KINGMATIC and CONTRAVES were used. Since this work had to be performed within an extremely short period of time difficult problems of production and checking had to be solved. Control measurements of geometrical configuration and forces of the already spanned cable nets in Munich have shown that these are in agreement with the calculations.

KLAUS LINKWITZ

[1] The term « system point » defines the intersection of boundary cables — materialized in cast-iron pieces — tops and bottoms of masts and supports, and the points of anchorage. The set of system points forms the « primary geometric construction » of the cable net structure.

REFERENCES

Argyris J. H. - Scharpf W. D.,
Berechnung vorgespannter Netzwerke, Bayerische Akademie der Wissenschaften, mathematisch-naturwissenscaftliche Klasse, Sonderdruck 4, Verlag C. H. Beck, München 1970.

Biguenet M.,
Allgemeine Rechenmethode für vorgespannte Seilnetzkontruktionen mit Steifigkeitsmatrizen, unveröffentlichtes Manuskript, Mai 1969.

Haug E.,
Berechnung von Seilfachwerken, Bericht Nr. 1/70 des Instituts für Leichte Flächentragwerke der Universität Stuttgart, Stuttgart 1970.

Leonhardt F.,
Seilnetzkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen, Einführungsbericht IX. Kongress IVBH Amsterdam 1972, Zürich 1971.

Linkwitz K. - Preuss H. D.,
Die photogrammetrische Vermessung der Modelle der olympischen Dächer München, Bildmessung und Luftbildwesen, Heft 4/71, Herbert Wichmann Verlag, Karlsruhe 1971.

Linkwitz K. - Schek H.-J.,
Einige Bemerkungen zur Berechnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen, Ingenieurarchiv 40, Seite 145-158, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1971.

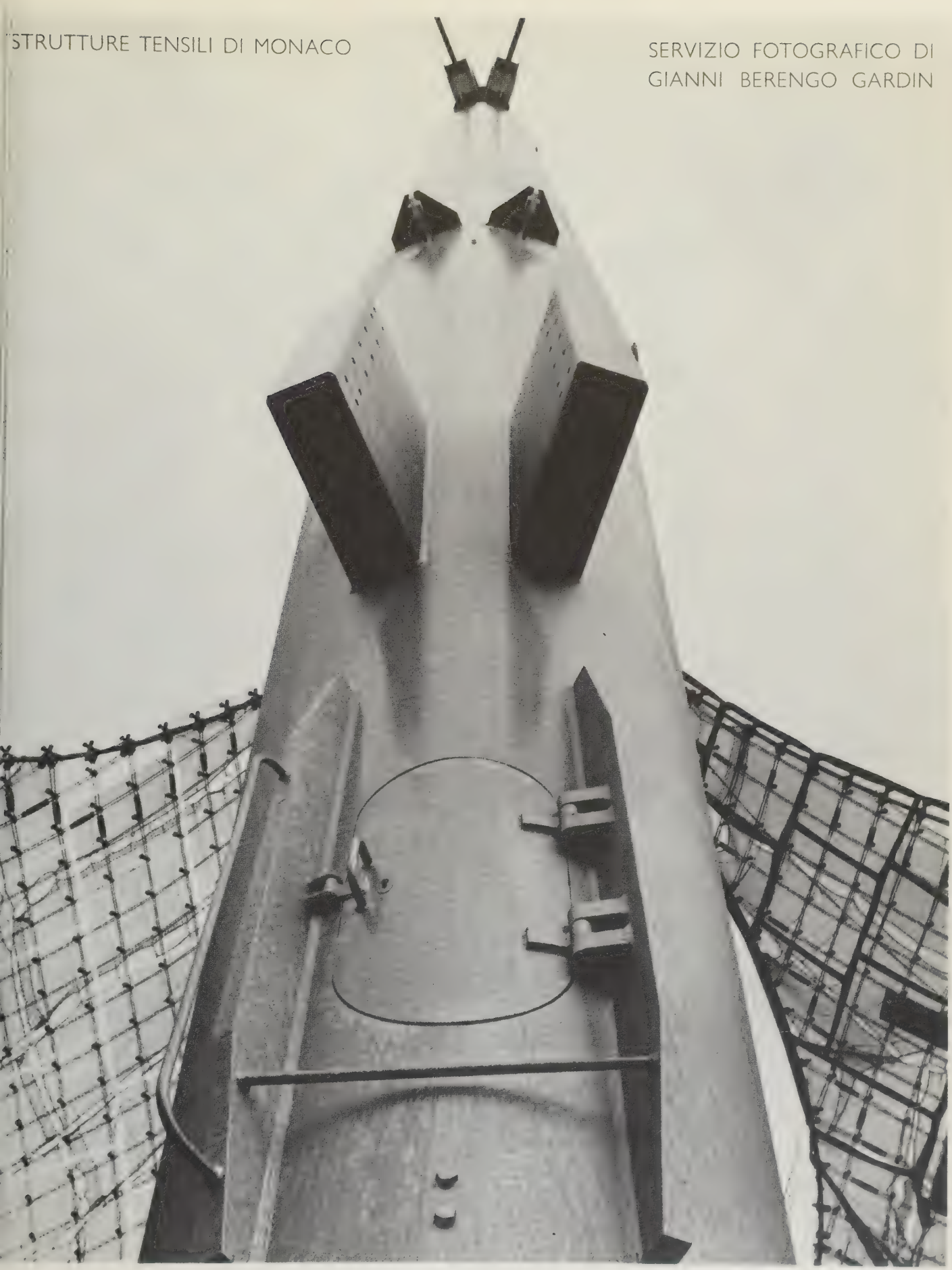
Otto F.
Zugbeanspruchte Konstruktionen, Band 2, Ullstein Verlag, Berlin 1966.



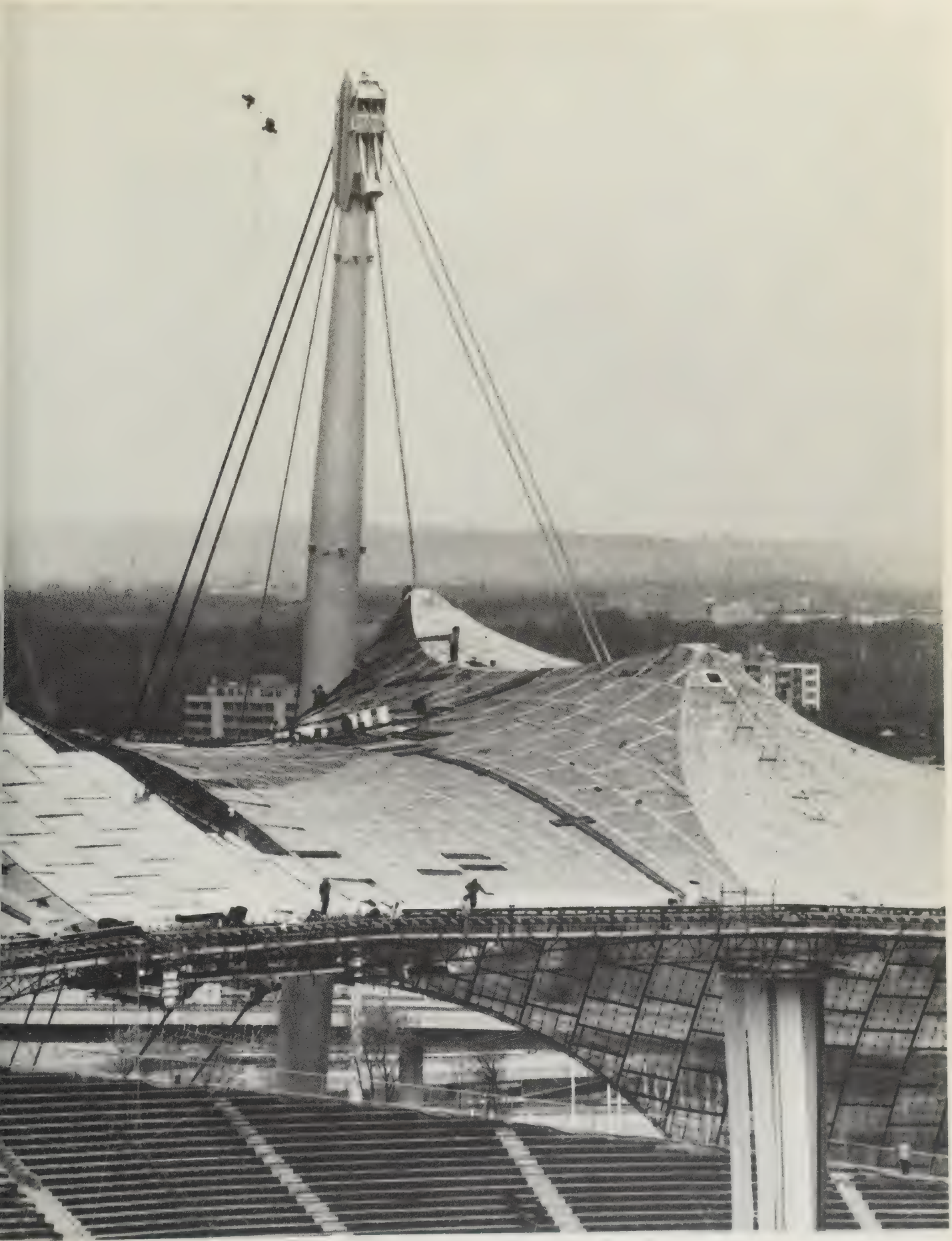


STRUTTURE TENSILI DI MONACO

SERVIZIO FOTOGRAFICO DI
GIANNI BERENGO GARDIN



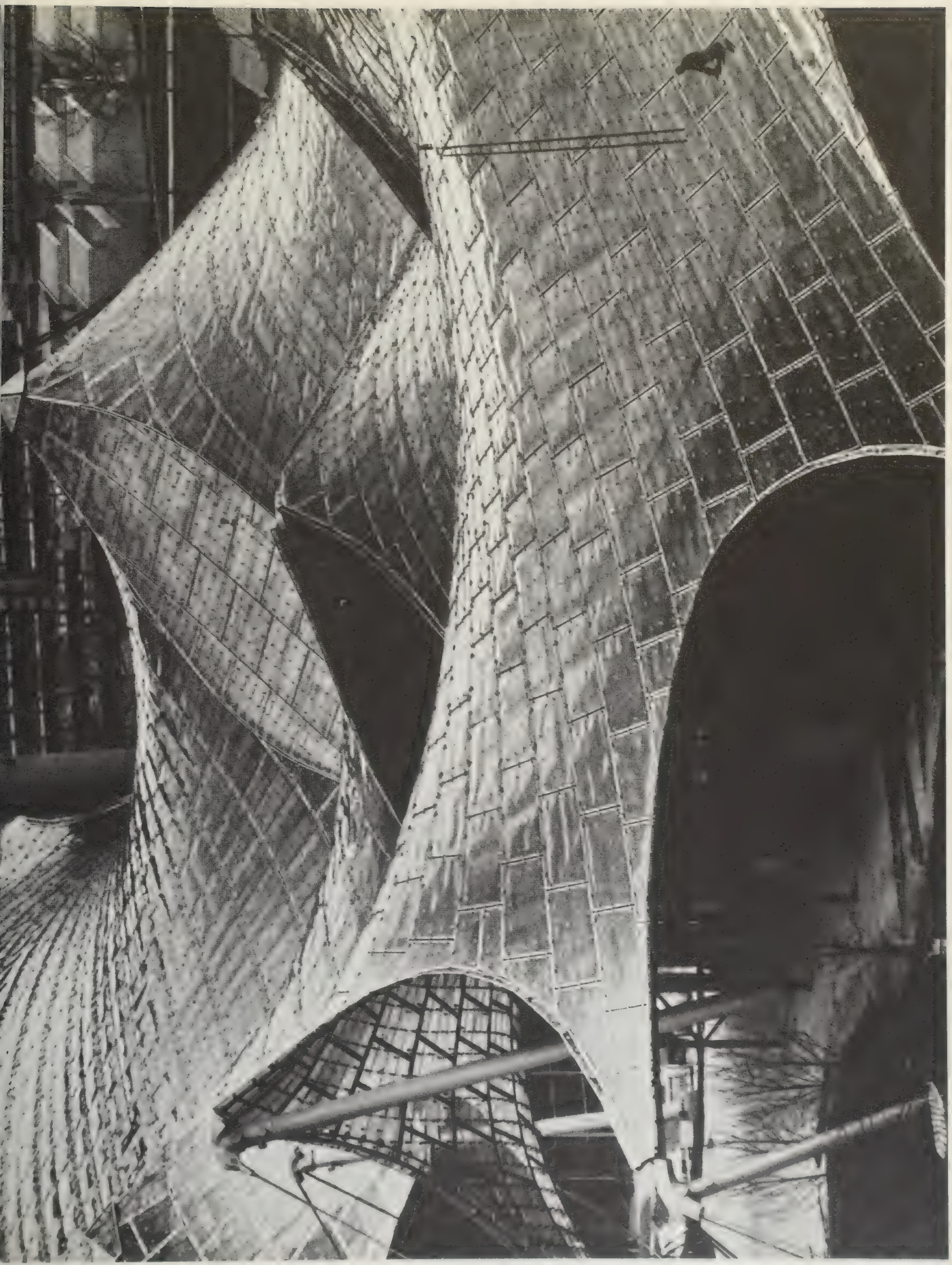


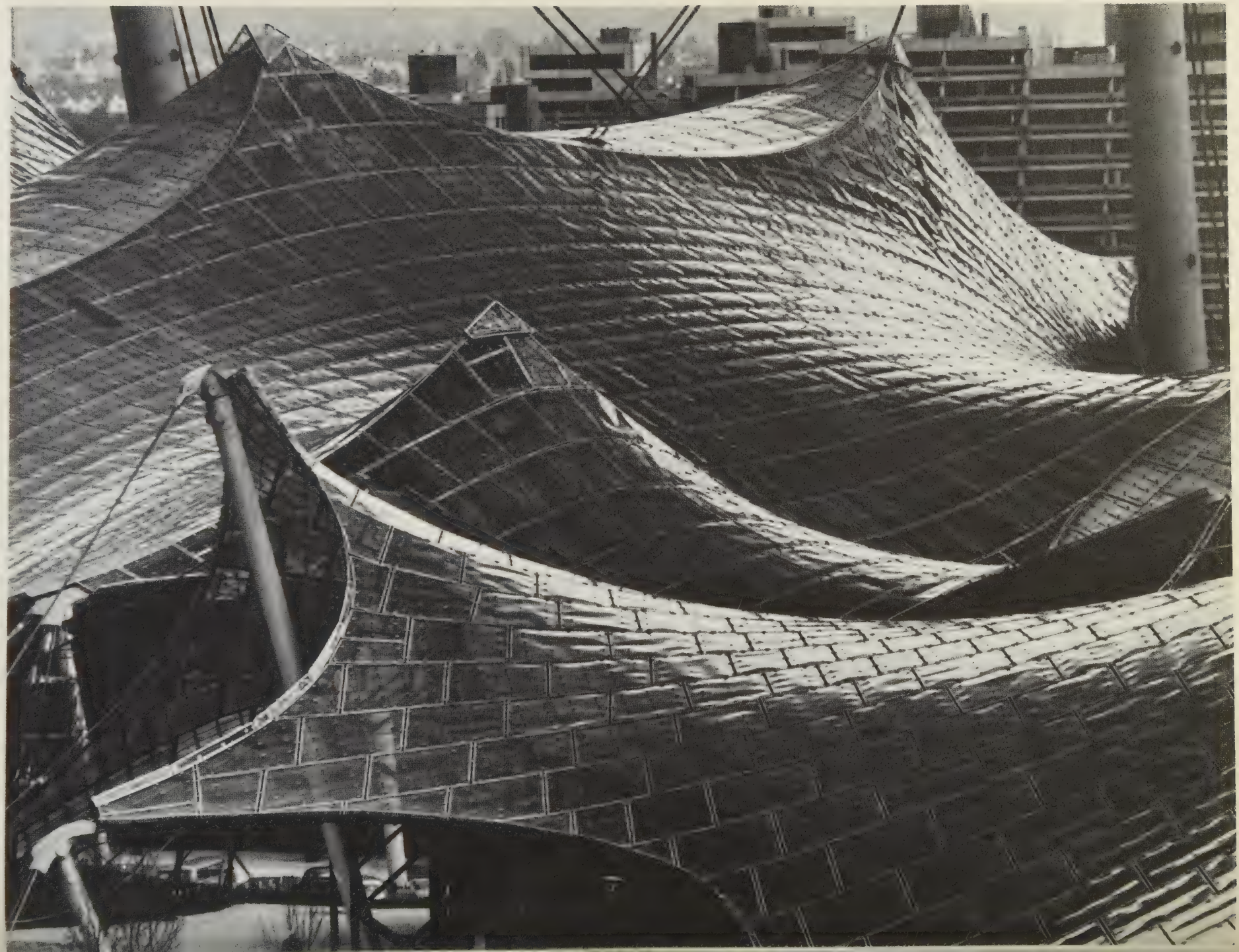








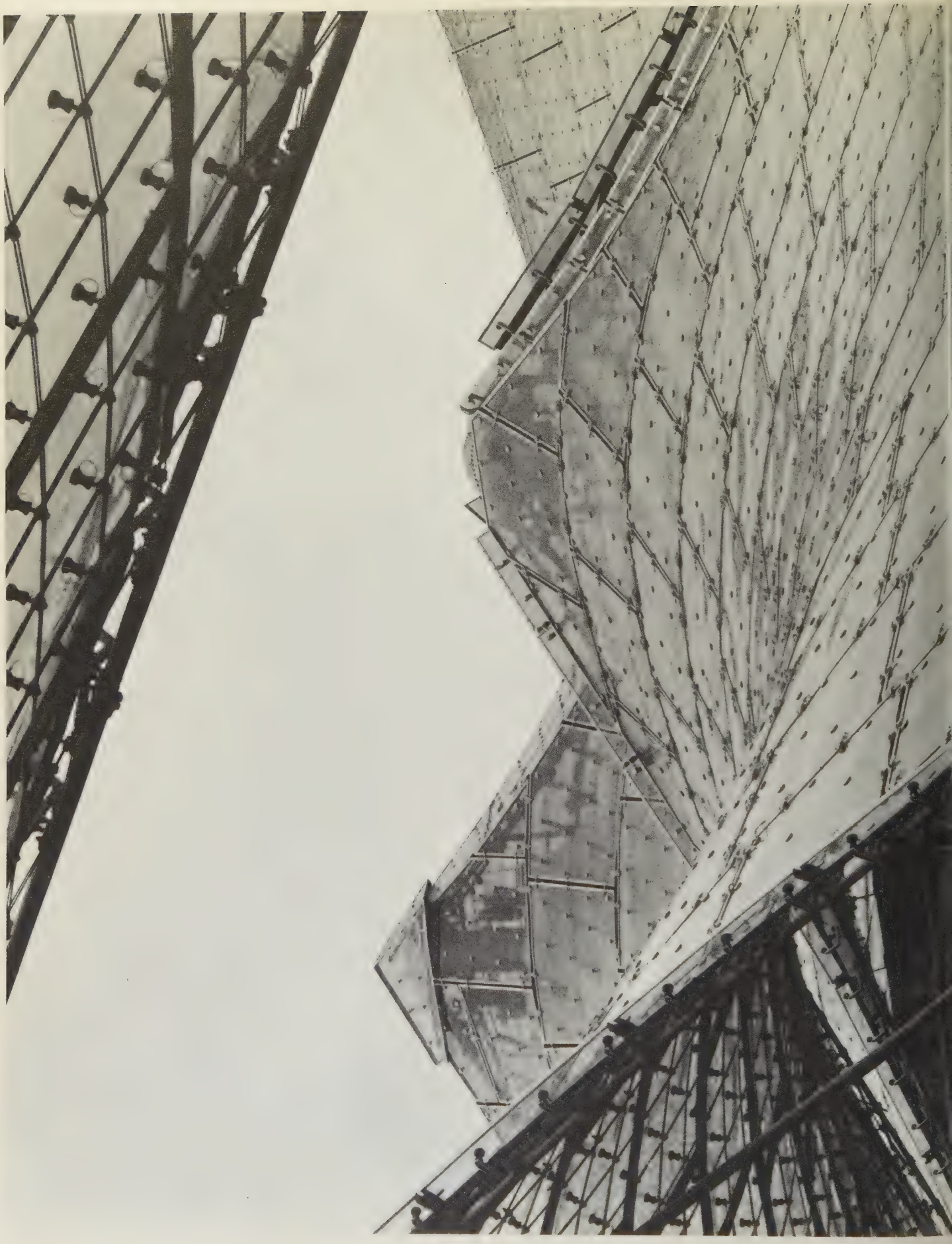














THREE-DIMENSIONAL STRUCTURES

Z. S. Makowski

a survey of buildings completed in recent years

INTRODUCTION

Space structures have received a great deal of publicity during the last decade. This noticeable trend towards three-dimensional structures is partly due to a reaction from the linear systems of the previous decades, but largely due to the realization of the structural advantages of space systems, their inherent lightness combined with great stiffness.

Space structures are especially suitable for large-span roof systems and during the last few years they have been used frequently for covering exhibition halls, assembly rooms, churches, swimming pools and industrial buildings in which large unobstructed areas are required. If properly designed, space structures require less material than ordinary linear systems and can be highly economical in cost.

The first international conference on space structures was organized by the University of Surrey and held in London in 1966. This provided a comprehensive survey of the main developments in the field of skeleton three-dimensional structures up to 1966. (Ref. 1)

In this report the author is concentrating his attention almost exclusively on the trends and further development wich have taken place during the last five years. The opportunity is also being taken, however, to reexamine the predictions made during the conference in 1966 to see which have been fulfilled and which did not materialise.

International exhibitions stimulate progressive designers and provide them with the opportunity to try out new forms of construction, to use new building materials and to apply new construction techniques. Expo '67 in Montreal and Expo '70 in Osaka are typical examples. They illustrate technological progress and technical innovation. In each of these exhibitions space structures provided the domineering features emphasizing the tremendous impact exerted by three-dimensional structures upon modern architecture and structural engineering.

Out of many space structure pavilions erected at Montreal, three examples of prefabricated spaces systems are really outstanding — the double-layer grid dome over the American pavilion, the sophisticated multi-layered Canadian « theme » pavilions and the original space frame building the Netherlands pavilion constructed in the Triodetic System.

In Osaka's exhibition the list of space structures would be very long ideed — the prefabricated double — and multi-layered grid structures and various types of braced domes provide proof of the enormous popularity of these systems.

Kenzo Tange's splendid space frame for the Festival Plaza is the centre piece of the whole exhibition. This gigantic space frame is astonishing in its scale and fascinating in its detail.

It is a classical example of a rectangular two-way double-layer grid, 29 m long, 108 m wide and 30 m high. The total weight of steel used for this grid is 4800 tons — the roof was assembled on the ground and lifted by 48 jacks and supported finally by six three-dimensional pillars.

The main tubular members forming the top and bottom layers are 500 mm dia, and the inclined diagonal members are 400 mm dia. The members are connected by means of spherical balls 800 mm dia. The grid is divided into square bays each 10.8 m long.

The trend towards prefabrication is gaining momentum. Space frames can be built from simple prefabricated units, in many cases of standard size and shape.

Such units, mass produced in the factory, can be easily and rapidly assembled on site by semi-skilled labour. The small size of the components greatly simplifies the handling, transportation and erection, as no heavy hoisting equipment is required on site. As a rule, the high quality control in the factory results in a high standard of workmanship and a good finish.

A review of the recent developments in the field of space structures shows clearly that the most remarkable progress has been made in prefabricated double-layer grids.

DOUBLE-LAYER GRIDS

Double-layer grids are of special importance as they are frequently used in roof and, more, recently, in floor construction. They consist of two plane grids forming the top and bottom layers, parallel to each other, and interconnected by diagonal members. Fig. 1 shows six main types of double-layer grids used by various commercial firms all over the world. Basically there are two main types of double-layer grids — lattice (or truss) grids, consisting of intersecting vertical lattice girders and *true space grids* consisting of a combination of tetrahedra, octahedra or skeleton pyramids having square or hexagonal bases.

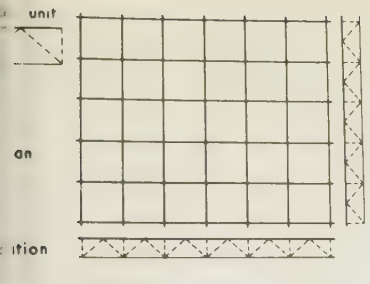
A good example of a two-way lattice grid is provided by the recently finished (January 1970) space frame roof, the largest in the United States, for *Chicago's McCormick Place convention centre.* The total weight of steel is 9500 tons. The structure consists of 4.7 m deep trusses at 45 m centers, supported by 36 steel plate cruciform columns. The top chords of the trusses are 20 m above the main floor elvel. The total area covered by this huge structure is 410 m by 180 m.

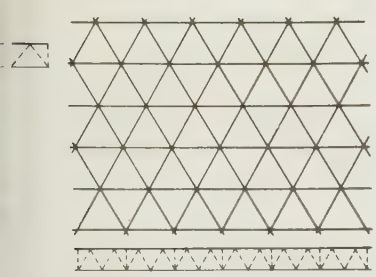
The two way grids can be arranged either in rectangular or diagonal fashion. In the first case the elements run parallel to

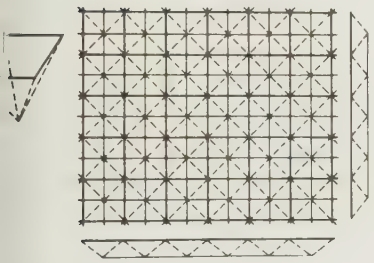
unit

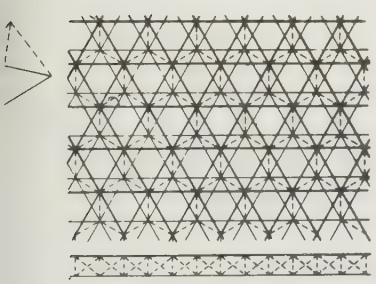
on

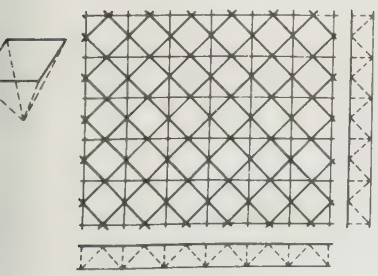
ition

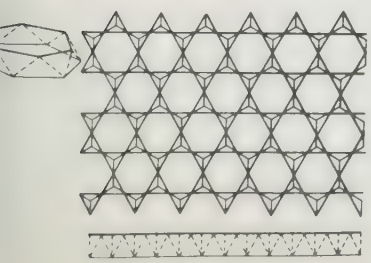


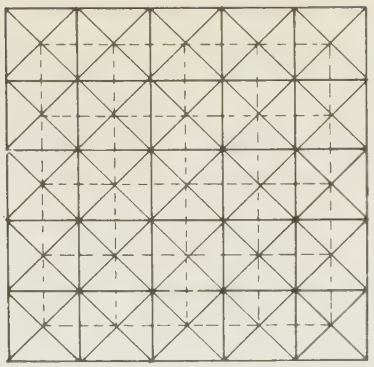


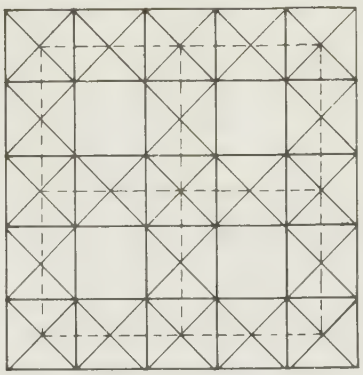


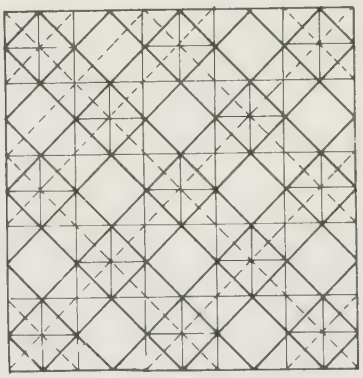


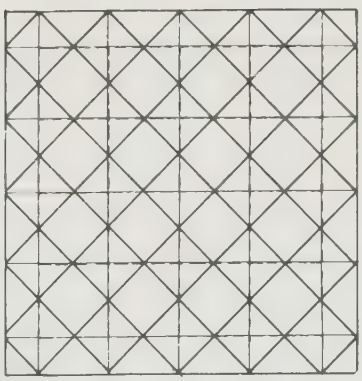


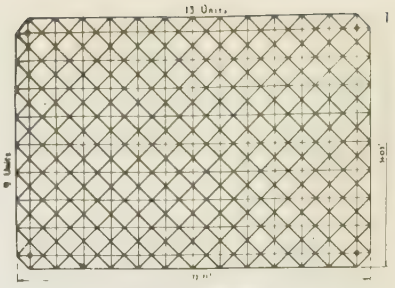




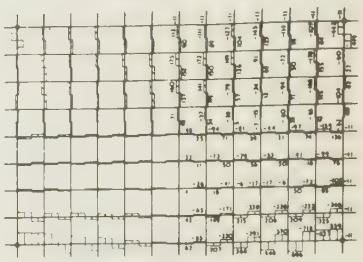




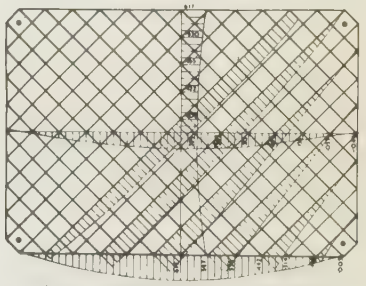




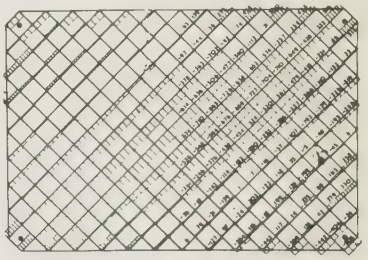
GENERAL ARRANGEMENT



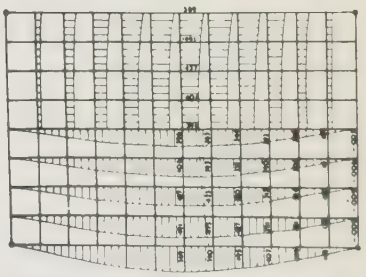
AXIAL FORCES IN DIAGONALS



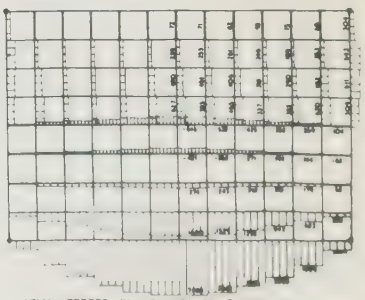
VERTICAL DEFLECTIONS OF THE TOP LAYER



AXIAL FORCES IN MEMBERS OF THE TOP LAYER



VERTICAL DEFLECTIONS OF THE BOTTOM LAYER



AXIAL FORCES IN MEMBERS OF THE BOTTOM LAYER

the sides of the opening, in the second, they form normally an angle of 45°. Tests show that diagonal grids possess much greater rigidity and therefore deflect less than the rectangular grids.

The roof structure covering the huge hangar erected in 1970 at *London Airport for the Boeing 747* aircraft constitutes the largest diagonal lattice grid in the world. The hangar roof structure contains about 1,500 tons of steel, of which some 1,100 tons is in structural hollow sections. The hangar is 34 m high and has an overall length of 171 m. The clear door opening is 138 m wide by 23 m high.

The roof is supported by only 8 columns. The preliminary studies showed clearly that, for large spans, deflection limitations become vital and the overall rigidity is extremely important. This was especially so because the roof of the hangar had to be capable of supporting almost 700 tons of equipment, of which 300 tons could be applied at any number of positions. A comparison of ten different solutions showed that space frames performed more efficiently than conventional systems and therefore a grid structure was chosen for the final design. The roof consists of four main parts:

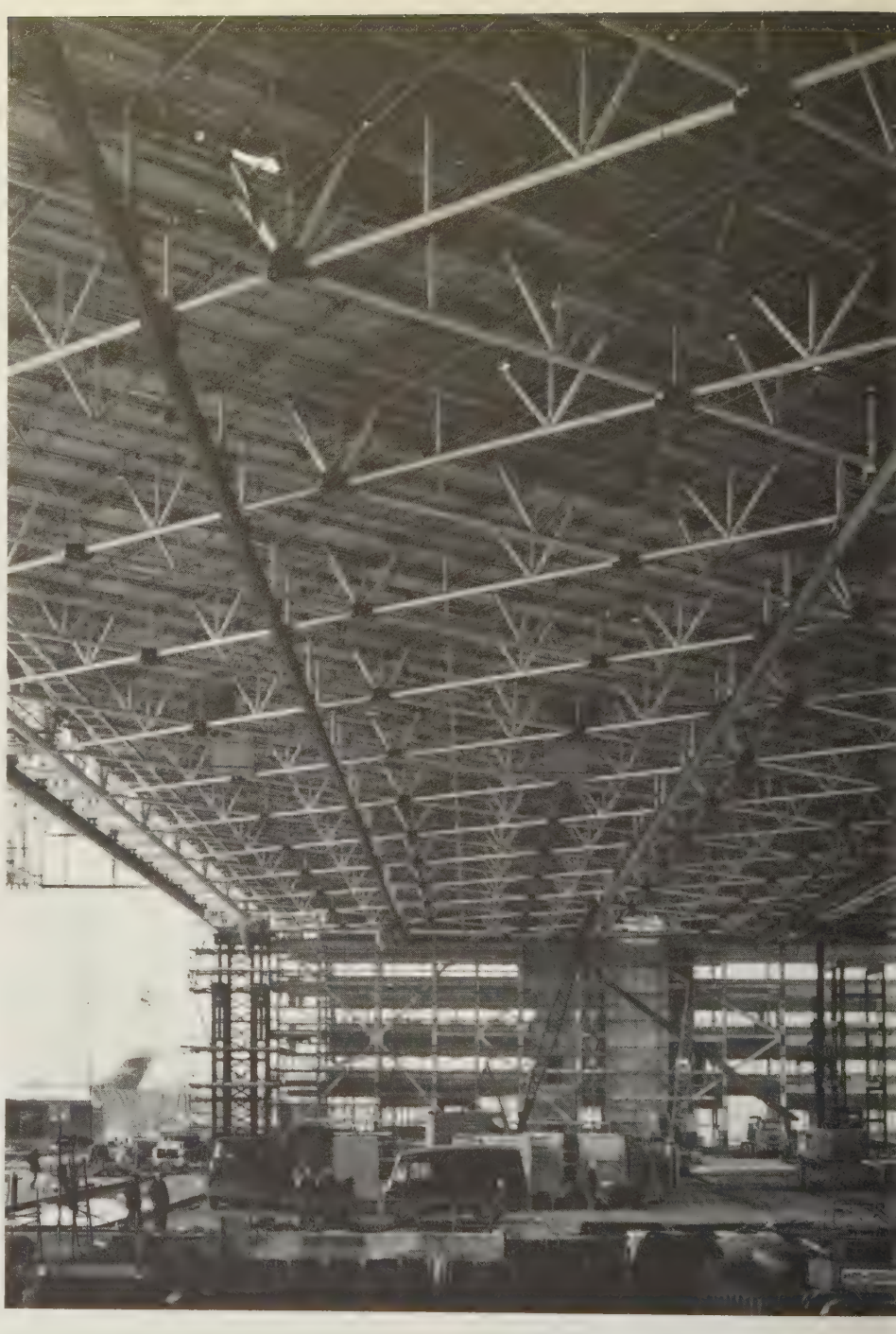
(a) the horizontal low level diagonal grid built from prefabricated units, supported by four columns and interconnected along one side with a vertical spine girder

(b) the spine girder which is 166 m long 15 m deep and 3.75 m wide, supported by two columns

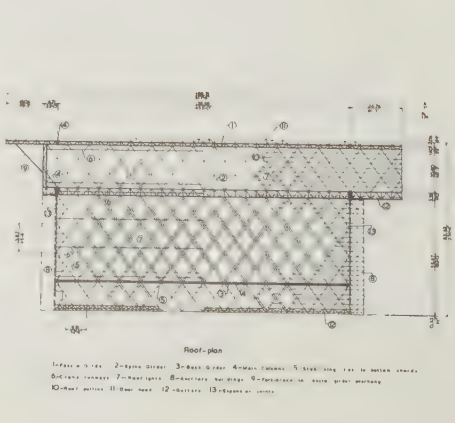
(c) the high level diagonal grid of identical modular latticed units as the low grid. It is supported along one side by the spine girder and along the entrance to the hangar by the fascia girder

(d) the fascia girder is 189 m long and consists of two parallel V-trusses (3.25 m high and 1.6 m apart), laced together to form a torsionally stiff unit.

The horizontal diagonal grids are constructed of prefabricated tubular trusses 8.5 m long and 3.66 m high. The grid trusses were shop welded and the bolted on site to one another and to the main girders. The boom members are steel tubes 168 mm dia, the diagonals are of 140 mm dia and the vertical member of 114 mm dia. The spine and fascia girders are of all-welded construction. The main chords of the girders are tubes 457 mm dia, the wall thickness for the most heavily loaded units being 29 mm. The diagonals are tubes of 356 mm dia. All the main members are of high grade steel with a minimum yield stress of 45 kg/mm².



2

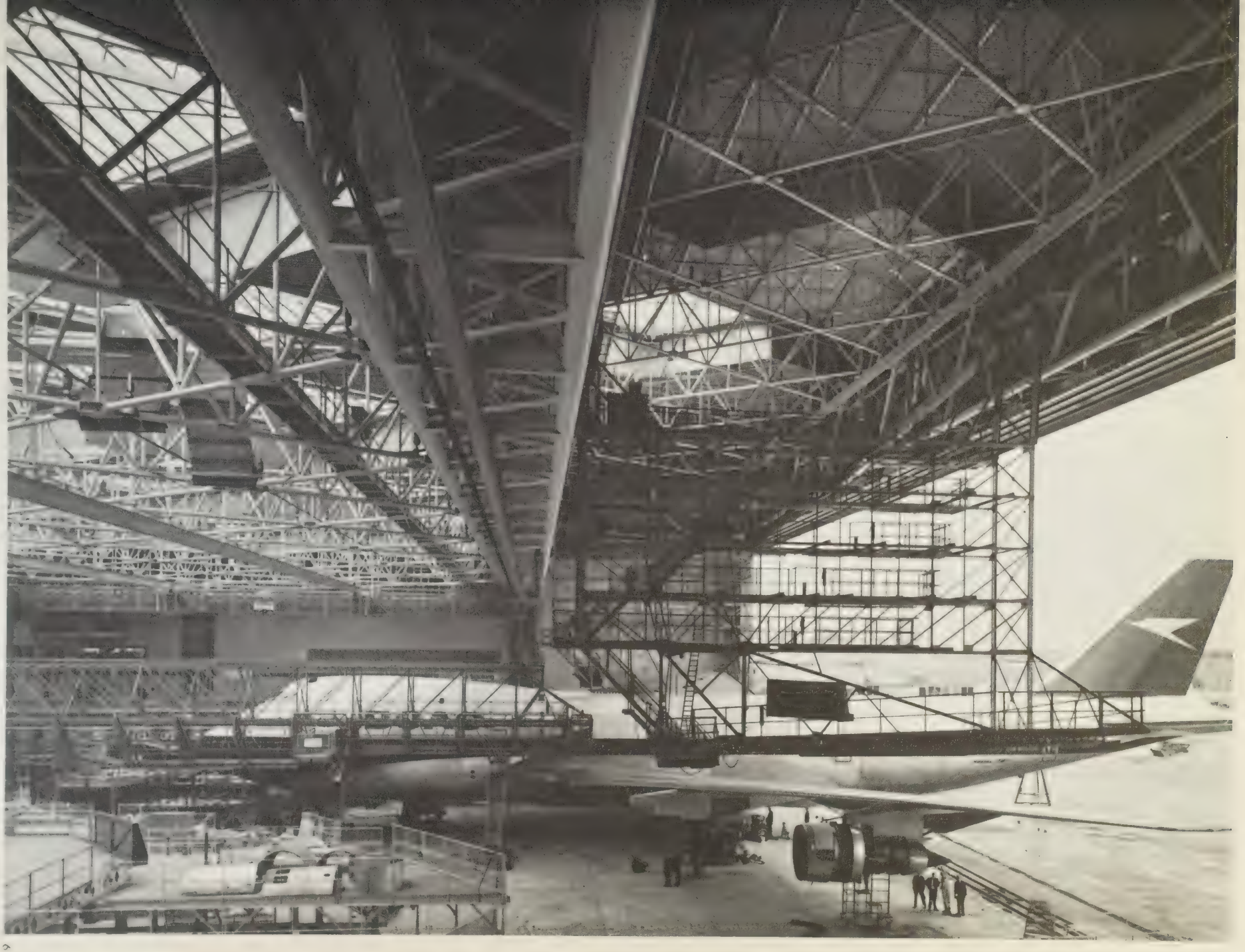


3

1. *Double-layer grids (lattice grids, space grids) and stress distribution in a two-way double layer grid.*
2–6. *Boeing 747 hangar for B.O.A.C. at London Airport. The largest span diagonal grid in tubular steel, built in 1970. (Consulting structural engineers: Z. S. Makowski and Associates. Architects: Norman Royce, Topping Hurley and Stewart. Main contractors: Holland and Hannen and Cubitts (Southern) Ltd. Structural steelwork by Dawnays Ltd. Tubular roof by Stewarts and Lloyds Ltd.);* **2.** *Internal view of the high level grid during construction;* **3.** *Plan of the hangar;* **4.** *The construction of the spine girder (170 m long, 14.6 m deep and 3.4 m wide). The main chords are steel tubes 458 mm diameter;* **5.** *The external view of the low level diagonal grid - glazing in progress;* **6.** *Internal view of the hangar with open doors*



4

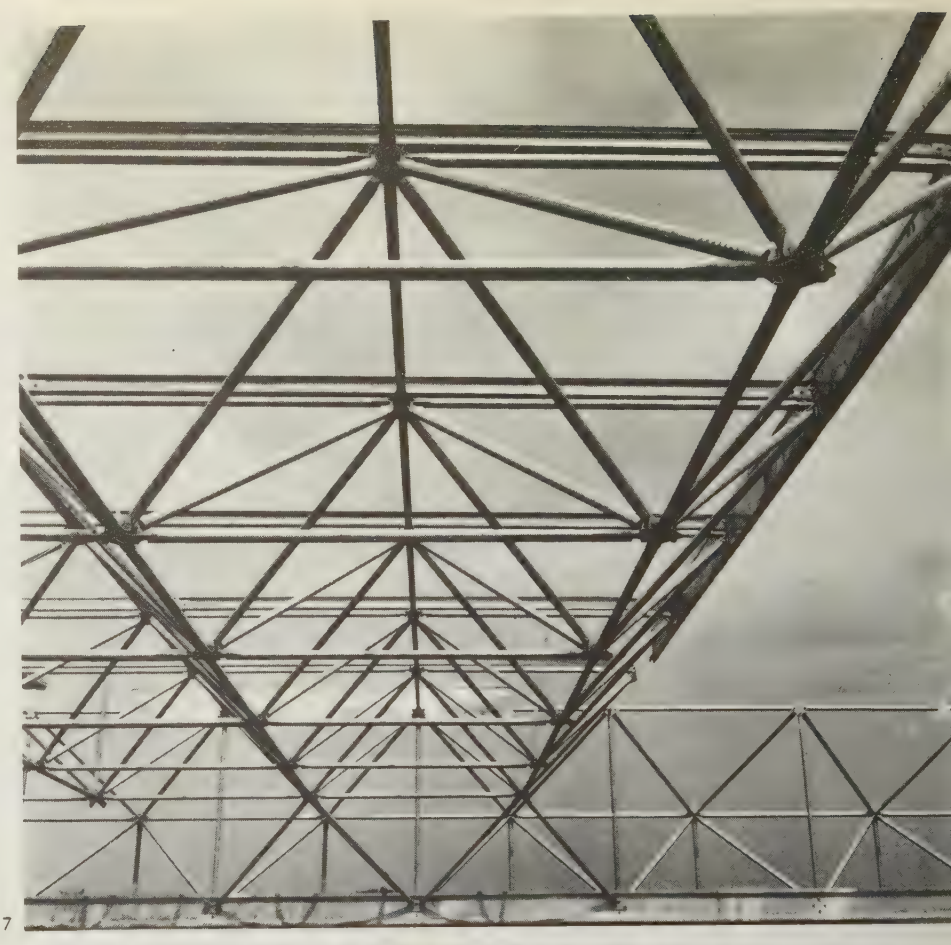


The stress distribution under unsymmetrical loading is more uniform in the three-way latticed grids than in the two-way grids. Several examples of such structures have been built during recent years in the U. K. by Booth & C. (Steel Structures) Ltd. in their Met-Ram system.

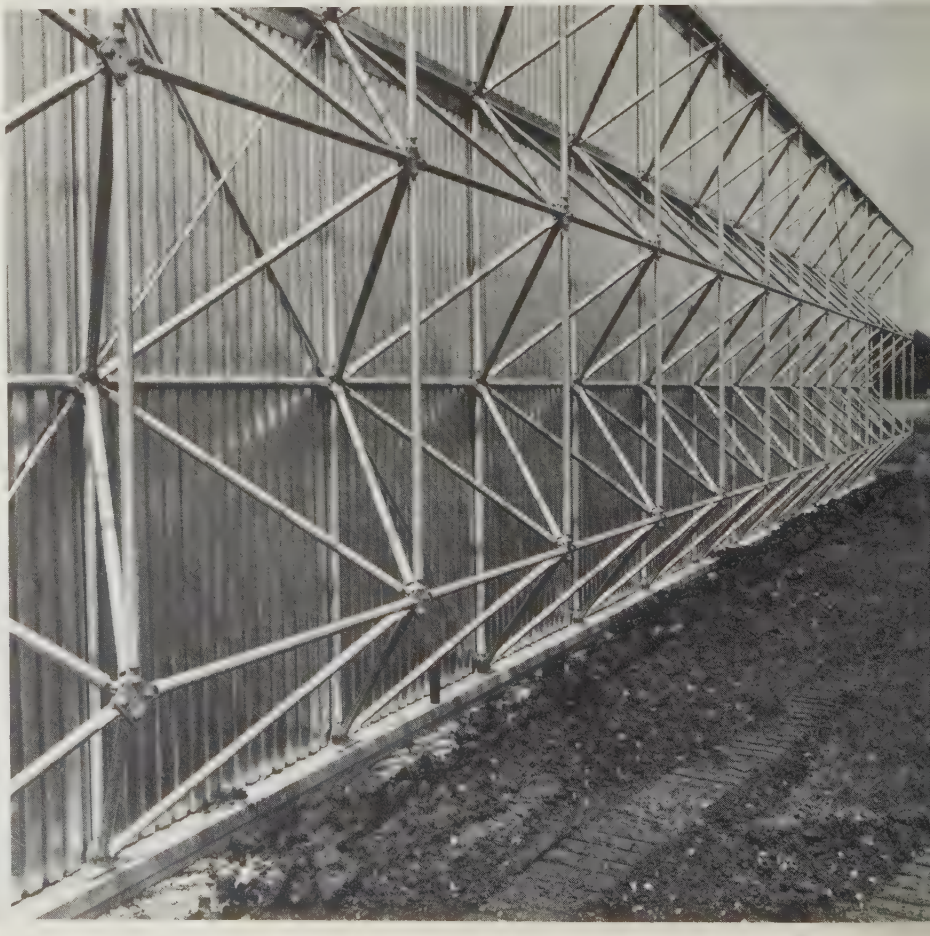
In France, S. du Chateau has covered several churches, swimming pools and industrial buildings with this type of construction using his Tridimatec system. A recent example is provided by a steel three-way lattice grid covering *the hydraulics research station in Madrid in Spain*. The roof area is over 5,000 sq.m. divided into two sections by an expansion joint. The unit weight of the structure is 55 kg/m² which is quite low taking into account the span which is up to 60 m. The whole structure was assembled at ground level and then raised into position. *(Ref 3)*
The detailed analysis of the stress distribution in this structure was carried out on an Elliott 503 electronic computer on behalf of the Spanish consultant by the Space Structures Research Centre of the University of Surrey. Full details of the analysis are given in reference 4.
From a structural point of view the true space grids are superior to lattice grids because of their greater rigidity. On the other hand, however, the transport and erection of lattice grids may be somewhat simpler since they consist of flat lattice trusses which can be stored and transported very easily. The flat space grids can provide a column free roof system with a depth/span ratio of about 1/20 to 1/25.

Fig. 1 illustrates the gradual evolution of the classical two-way double-layer grid frequently used in the past in systems, like Mero, Oktaplatte, Unistrut, Space Grid, Varitec, Space Deck, Nenk, Pyramitec, Triodetic, etc.

The most significant recent development is the type of bracing shown at *the bottom of Fig. 1*. This new type of space grid has been produced by arranging the top layer in a diagonal fashion and leaving the bottom grid forming a two way rectangular grid. This novel system can be built from identical prefabricated skeleton pyramids. Detailed analysis and comparison of various systems shows that this system has several remarkable advantages. Since 1963 the Space Structures Research Centre of the University of Surrey has carried out a comprehensive research investigation on the analytical and experimental stress distribution in



7



8



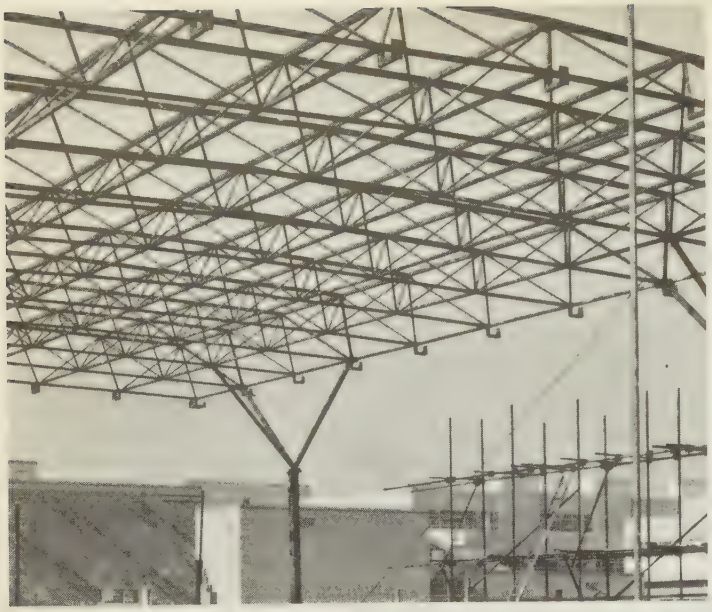


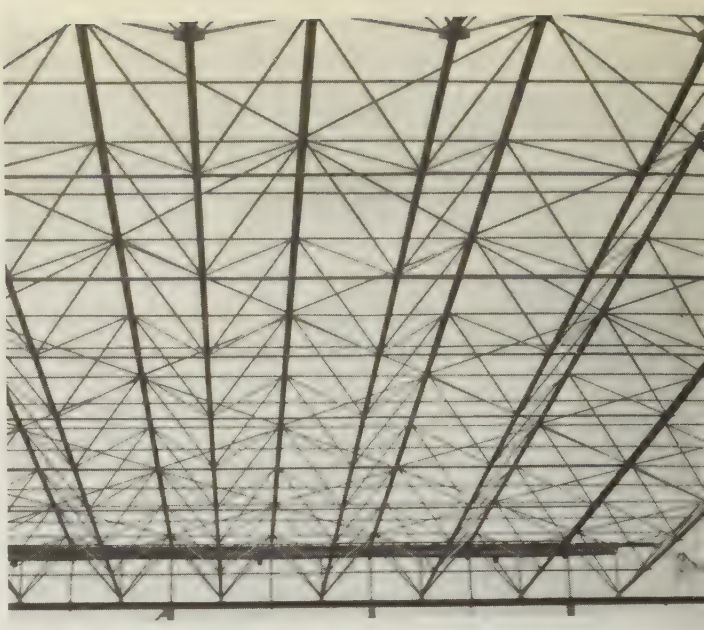
10



11

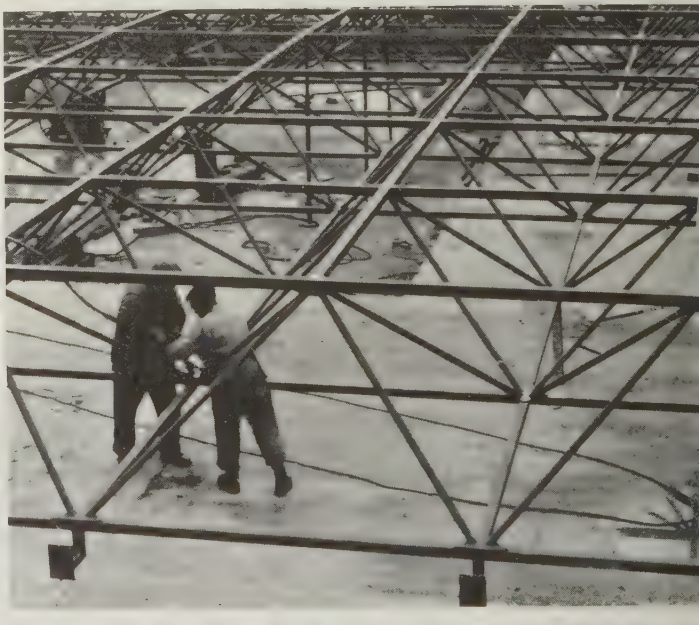
12



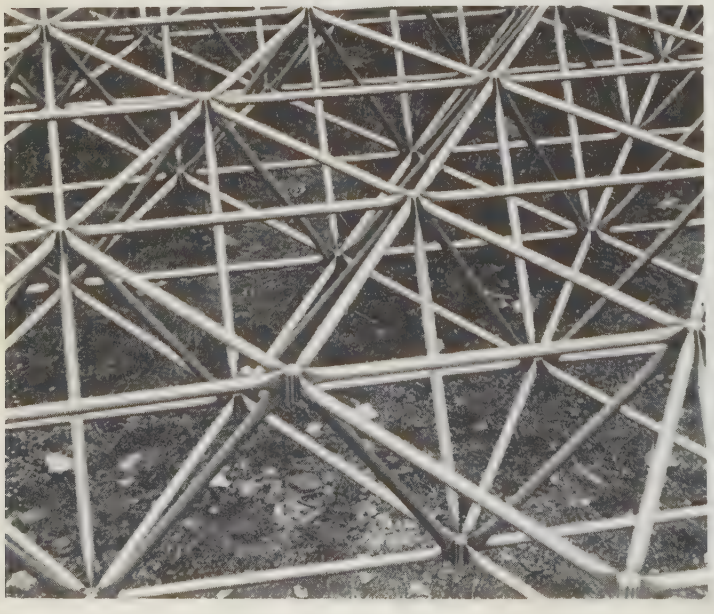


14





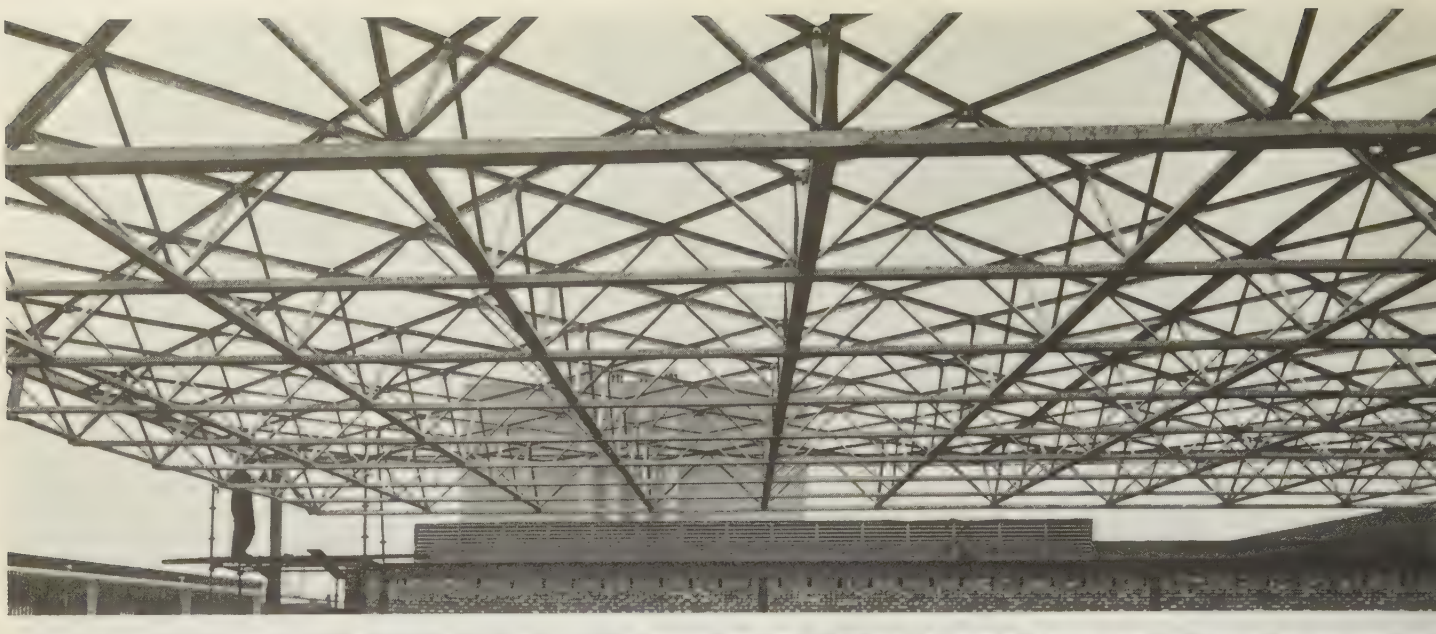
16



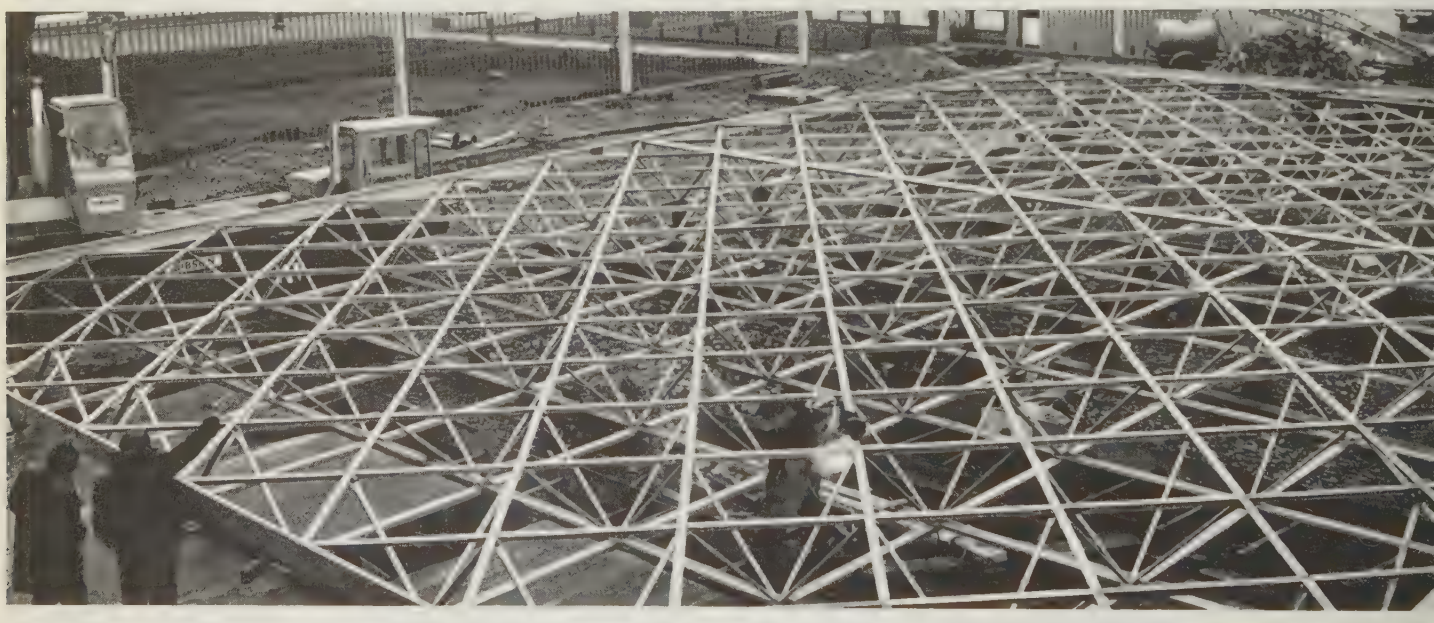




18



19



20



21

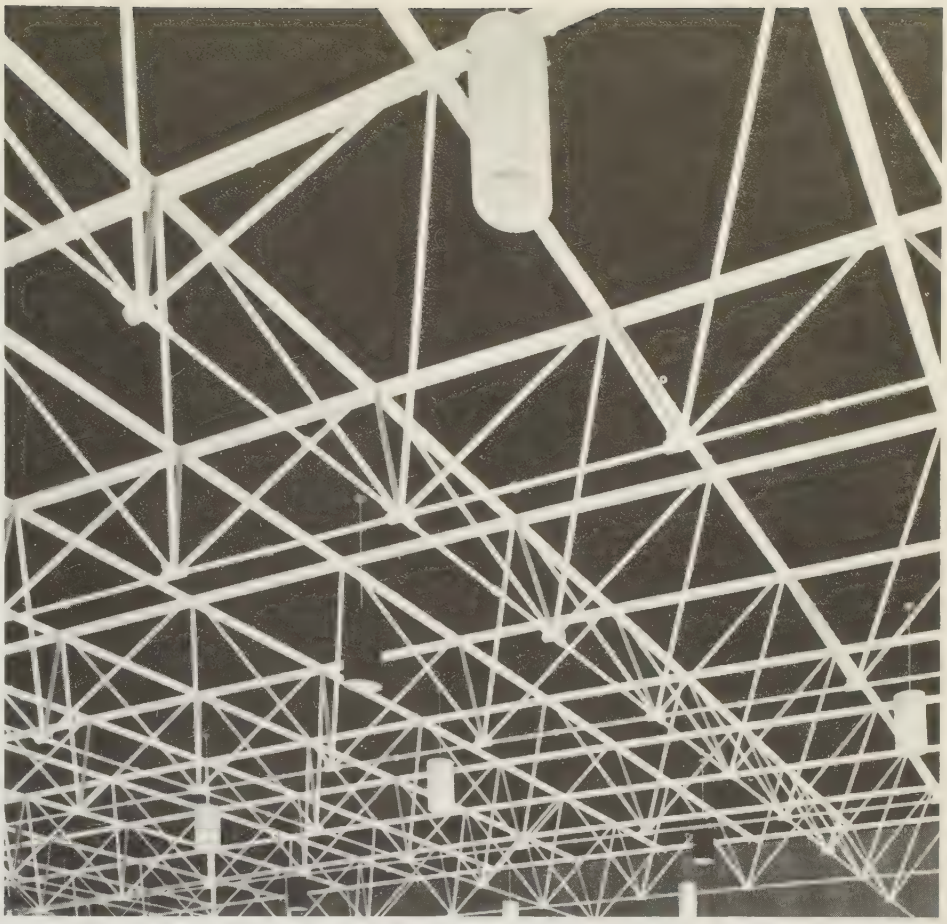
ch grids as part of a research programe sponsored by the British Iron and eel Research Association. A detailed mputer programme for the structural alysis developed at the University of rrey gives a precise determination of rces in all members of such structures. g. *1* shows the forces and deflections r a building supported only at four rners. This was built in 1970 for the *orthern Gas Board in Killingworth*, the nstructional engineers being Robert azer & Sons Led., of Hebburn Co. urham, a firm which takes special inrest in this form of prefabricated steel ace construction. *Figs. 19, 20, 21* show e erection of the structure. A similar conuration was used in 1968 in Northern eland for covering the *refectory and mes hall at the new University of lster*. The structures consist of prebricated pyramids. The upper layer is rmed using angles but tubes were choh for the bottom layer, partly on the ounds of appearance and partly for brication reasons since a simple conction could be made at the nodal ints by flattening the tubes. Highength friction grip bolts were used to nnect the various components.

n identical configuration has been used ring the past five years *for many steel ace structures by Takanashi* — a Japese designer, for exhibition pavilions, wling alleys and industrial buildings. is known in Japan as the *Takanaka ss*. This system has now been introced into the U.S.A., *one of the recent amples being the roof over the Roosevelt Memorial Hall at the American useum of Natural History. (Ref 5)*

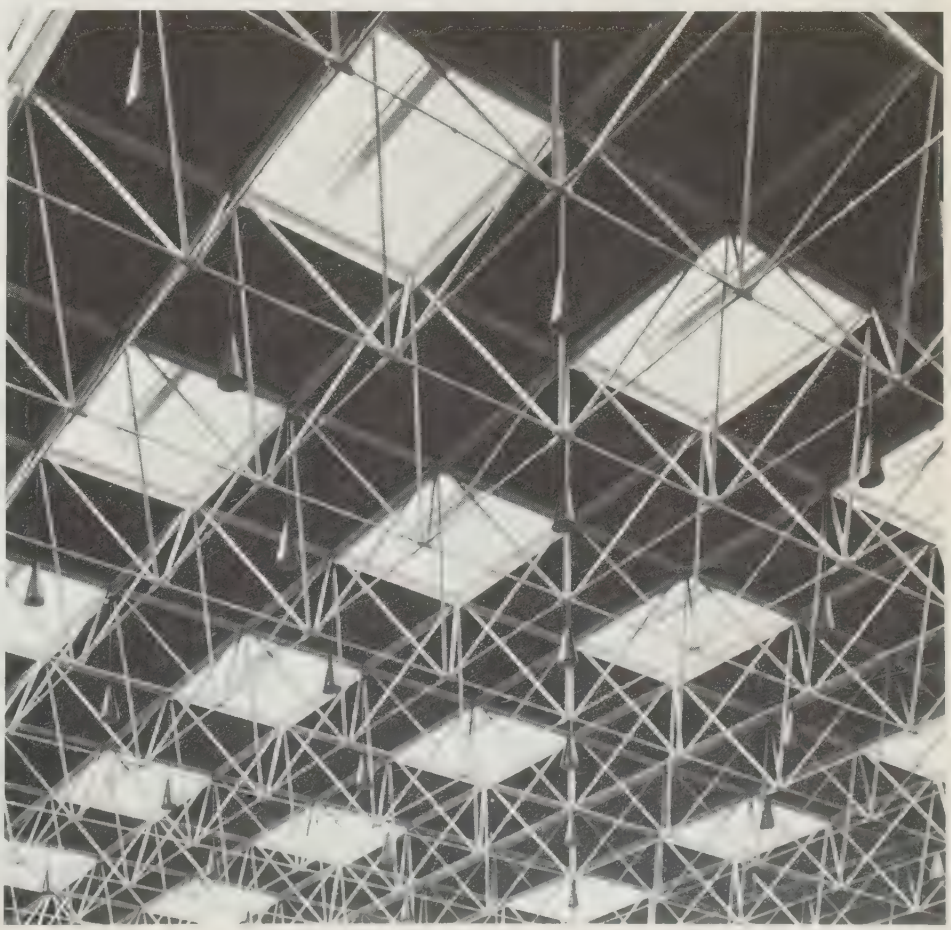
r. Max Mengeringhausen, the inventor the well-known Mero system, seems be one of the first designers to use this nfiguration in Europe. Employing Me- joints *a factory in Bath*, England, has en covered with this system in 1967. ne total area is 117 m × 44 m made as an arrangement of eight bays by ree bays. The roof is designed as a ntinuous flat double-layer grid. The ameters of the circular tubular memrs used for this structure vary from mm to 114 mm.

ne same configuration forms the basis a *French patent by S. du Chateau* a well-own designer of steel space structures no has built many large-span steel grids France. His new system is known as *nibat* and has been used already with eat success not only for industrial ildings but also for multi-storey schools d blocks of flats.

ne must refer also to the extremely in-



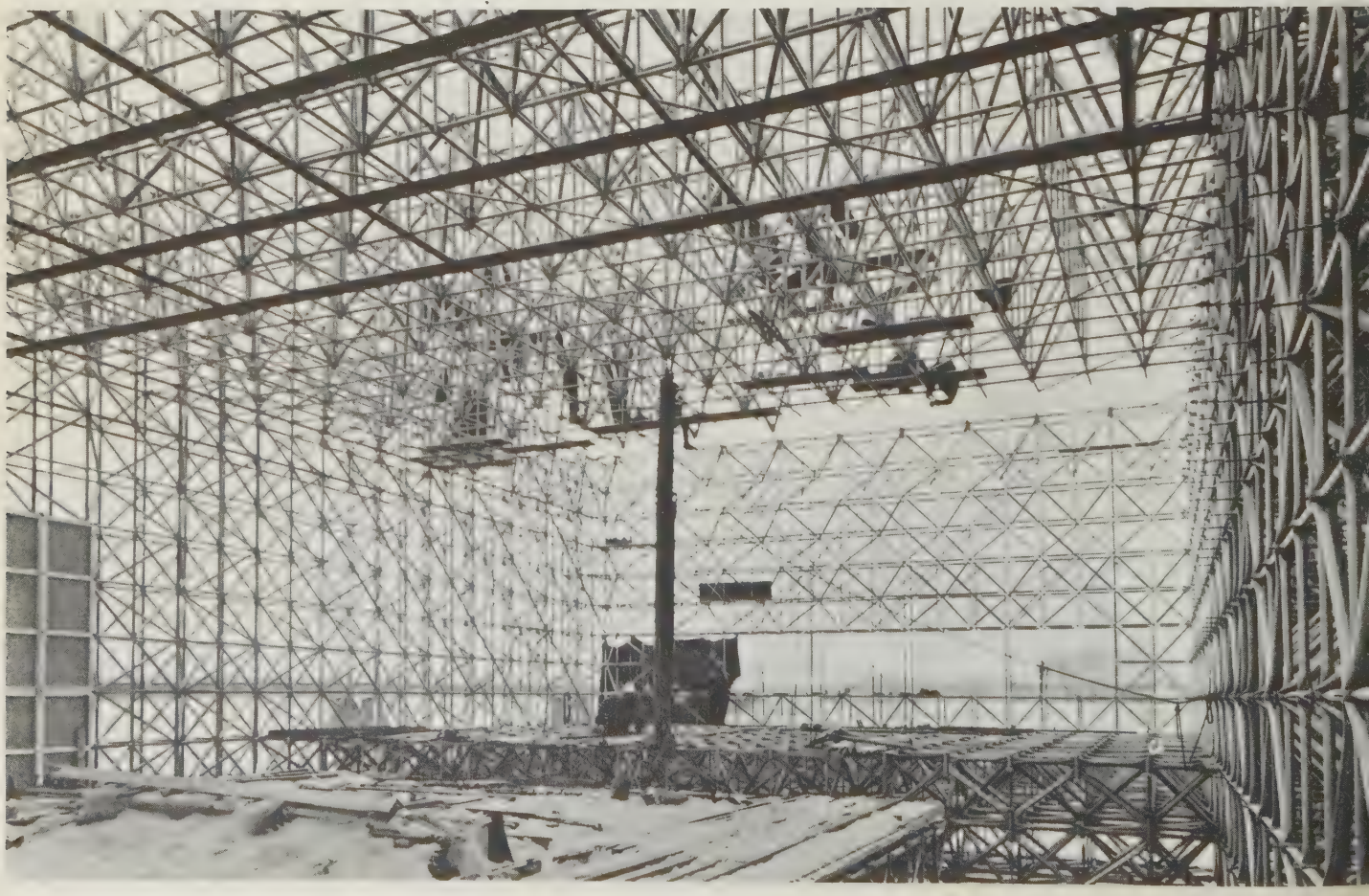
22



23



24



25

26

teresting system developed in *1967-68 in Japan by Yamashita, Kannon and Kanazawa*, known as the *Obayashi truss H-1 system*. It is a modified and simplified version of the classical three-way space grid. The structure consists of prefabricated tetrahedronal units which are interconnected to form a double-layer grid. The top layer is a combination of regular hexagons and triangles, whilst the bottom layer has a regular hexagonal pattern. Several flat roof structures, as well as braced domes and barrel vaults, have been constructed in this system in Japan — details are given in reference 6.

With all these new developments taking place it is interesting to see that several systems which were already well established in the past are intensifying their activities and continuing to flourish.

In England, *Space Deck's* popularity is increasing in a visible way. It is a two-way double-layer grid consisting of prefabricated inverted steel pyramids which are bolted together at the top along their common edges and have their lower apices interconnected by tie bars fitted with turnbuckles.

It has been used in well over four hundred contracts for schools, hospitals, museums, assembly halls, bowling alleys, factories, etc. not only in the U.K. but also abroad. For example, *the exhibition hall at the 14th Triennale in Milan* has been covered in 1968 by a Space Deck roof which has a clear span of 45 m.

The Space Deck units are manufactured using a fully automatic conveyor production technique. After cutting to the required length, the components are degreased by immersion in trichlorethylene. Scale and rust is then removed by shop blasting before they are assembled and welded on special jigs into complete pyramids. The installation plant includes large dip tanks in which the units pass before reaching the unloading bay. The maximum span which can be achieved using the standard Space Deck unit 1 m high is about 40 m, but much larger spans can be obtained using high tensile steel or units having a greater depth.

The two-way double-layer rectangular grid has been used for a number of large-span structures in the U.S.A. mainly for assembly halls, combined auditorium-sports arenas etc. A typical example is the recently finished *Edwin W. Panley Pavilion for the University of California at Los Angeles*, over an area of 91 m × 122 m. In this case the steel space frame consists of 108 four-sided pyramids with their tops connected by members running parallel to the sides of the building. The interconnected pyramids are identical in plan, but vary in height, so that roof slopes from a 9 m height at the centre to 5.5 m at the perimeter. This creates a hip roof configuration, and provides drainage.

A very similar example of the same trend towards the use of *two-way double-layer grids* for sports halls is the space frame for the *University of South Carolina Coliseum*, erected in 1967-68.

To provide a totally column-free interior at maximum economy, the engineers designed a grid covering an area of 100 m × 100 m. Their investigations showed that the use of a space frame resulted in considerable savings over conventional structural systems.

An extremely interesting two way double-layed grid using tubular steel has been constructed in 1968-69 for the *Amstell Hall at Amsterdam* with plan dimensions of 62 m × 196 m.

A similar construction was selected for the 41 m square storage building at *Bornem, Belgium*, built for *Brown Boveri*.

The interest in two-way double-layer grids continues to increase and steel roof systems of this type are now being used in many continental countries, including Hungary, Poland, Czechoslovakia and East Germany, where the steel is still a « deficit » material and as such is normally replaced by concrete which is cheaper. However, in many instances the use of steel grids proved to be highly competitive.

The developments in East Germany are particularly interesting. The research institute of the Weimar Technological University devoted special attention to the problem of skeleton space structures and several large span double-layer grids erected in East Germany are the direct outcome of these activities. One has to mention especially *the sports stadium in Halle covered in 1968-69 by a prefabricated steel double-layer grid* over an area of 57.6 m × 72 m. A modified version of the Mero connector was used in this case. *(Ref. 7)*

Although double-layer grids have been used successfully in various countries for numerous roof structures of large span, it has been assumed that such systems would not be economical for smaller spans. However, development work carried out by the Directorate General of Research and Development of the Ministry of Public Building and Works in the U.K., has shown that double-layer grids can compare with conventional systems even for moderate spans and can be used both for roofs and floors in multi-storey buildings. The Nenk method of building used for the War Office barracks at Maidstone is based on the principles of the Space Deck.

The French GEAI system demonstrated in a very convincing way that space frames form an important step forward in reducing the material content of modern construction. The GEAI system uses three-dimensional floor elements forming very rigid space slabs.

The Unibat system of S. du Chateau used with great success in 1970 for the construction of several multi-storey buildings shows clearly that even for spans less than 8-9 m double-layer prefabricated grids provide an economical solution *(Ref. 8)*

BRACED BARREL VAULTS

Braced barrel vaults form another type of space system often used to cover industrial buildings, swimming pools, tennis courts etc. The structure is similar in configuration to a shell but it is not homogenous, being an assembly of bars. *Fig. 30* shows six principal types of bracing used. Tests and numerical analysis show that the three-way grid type of bracing, provides very uniform stress distribution *(Ref 9)* and, because of its inherent rigidity, this type is frequently used in practice.

A very recent case and a convincing proof of the economy of such structures is provided by the roof over the *multi-storey dock transit building erected in London during 1966-67*.

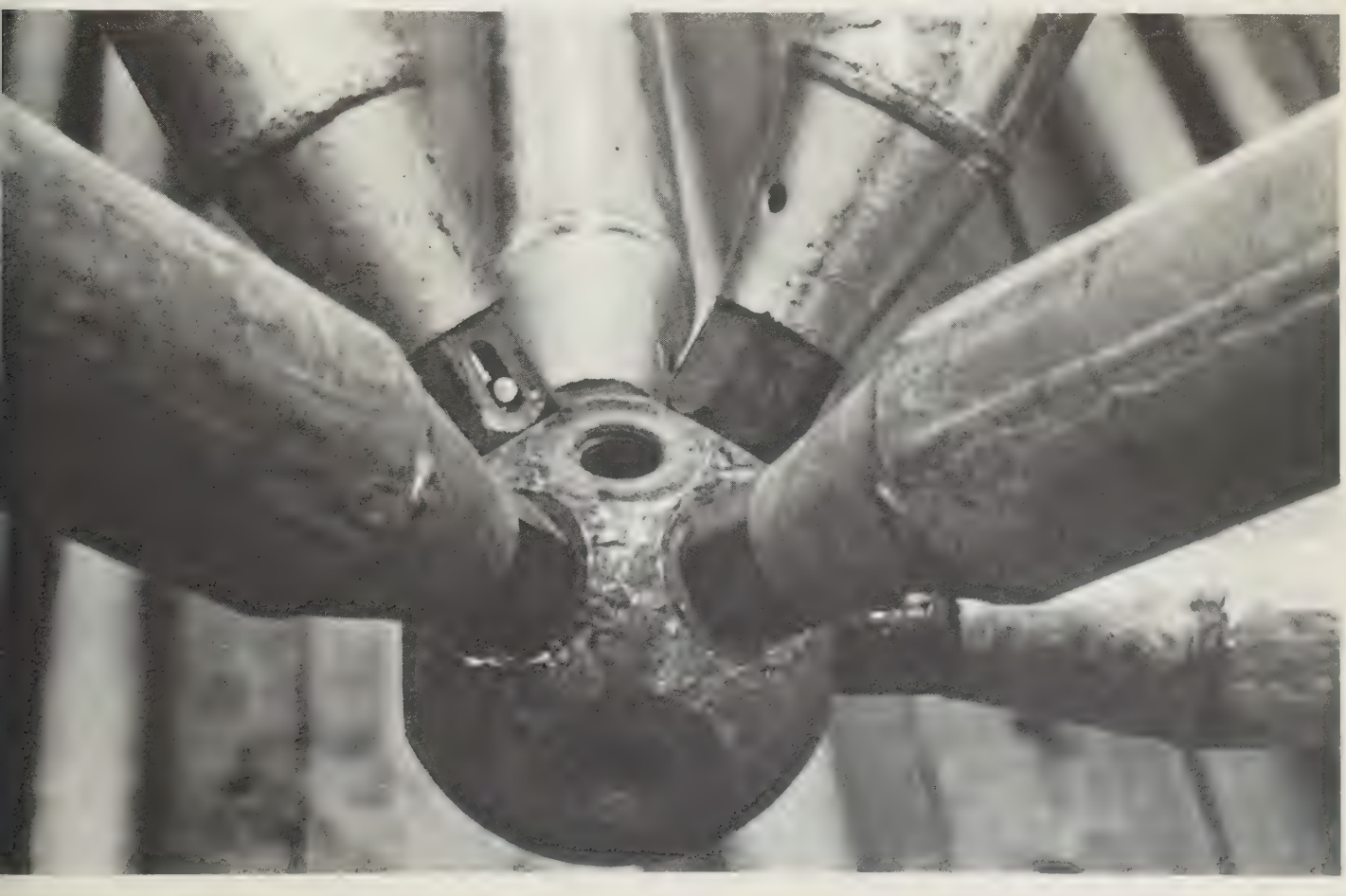
Seven barrel vaults built in steel rectangular hollow sections and with the three-way grid type of bracing cover an area of 56 m × 175 m. The barrel vaults are supported by walls along three sides and columns along the fourth side, leaving an unobstructed area in the centre. The structure has been built from flat tubular tresses which were welded on site to form seven barrel vaults each of 25 m span with a rise of 5 m and a radius of 17 m.

When discussing steel barrel vaults, one must mention especially the work of *Jaseph Zeman*. This engineer has been responsible for the design and construction of many steel barrel vaults built within the past five years in Czechoslovakia and East Germany. Indirectly he is also responsible for similar structures built in Poland. His work shows clearly that impressive economies in cost and material consumption can be obtained for large span buildings constructed of prefabricated space frames. Zeman covered several sports and public halls in Czechoslovakia with tubular steel se





28

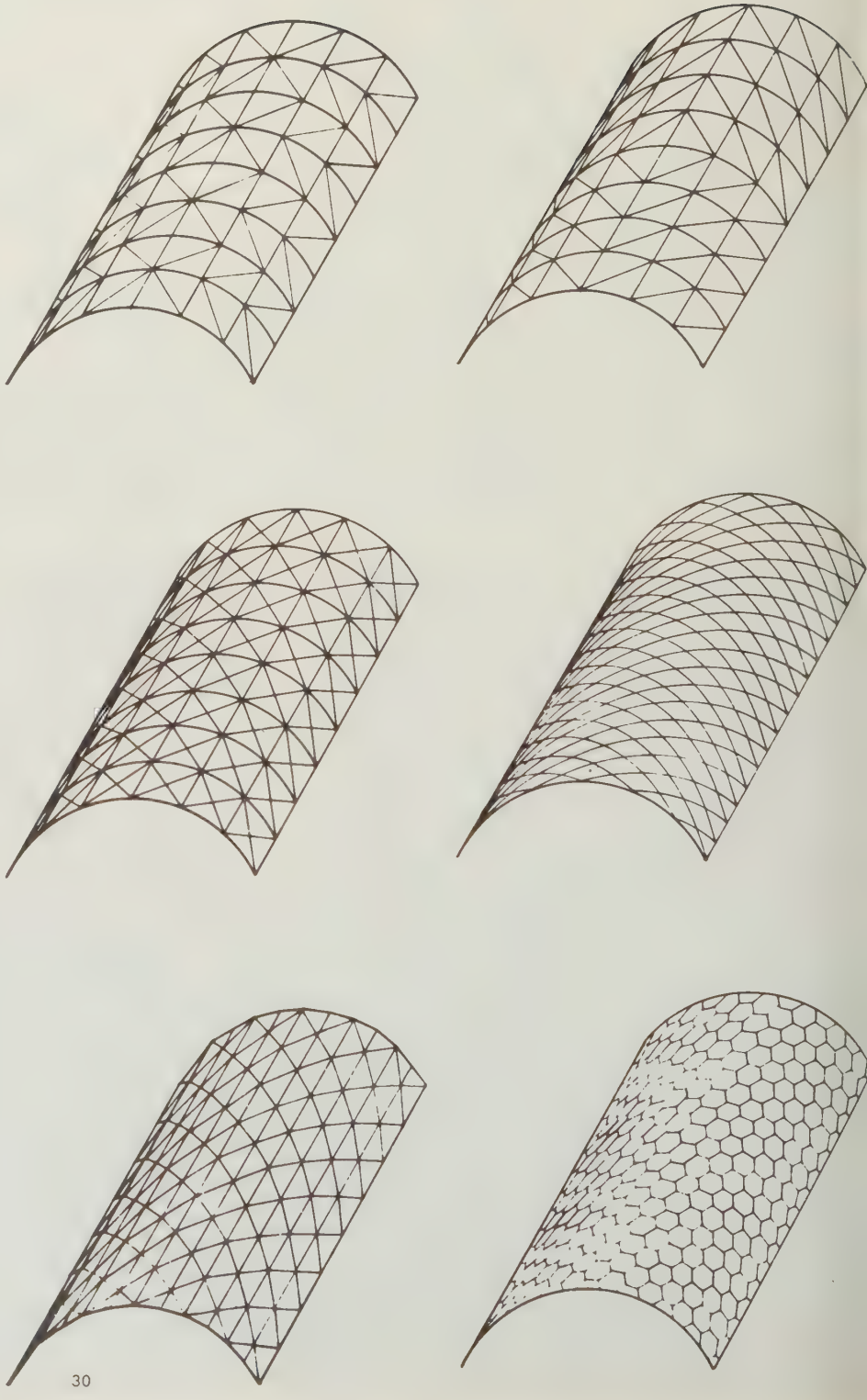


29

mental barrel vaults. The structures consist of prefabricated 8 m long units, weighing 200 kg, interconnected into a system of diagonally arranged arches. All the units are of identical dimensions built on a specially prepared rig — this enables them to be produced with a high degree of accuracy and to minimum tolerances.

The main system of segmental arches is supplemented with another system of load-bearing members spaced at approximately 2.5 m and arranged in the longitudinal direction of the barrel vault. These members act primarily as purlins, stiffening the whole structure and converting it into a three-way spatial grid. The prefabricated units lend themselves easily to stacking, require little area, both on railway wagons during transport and in storage on site, are light in weight and can be handled manually. There are eight high-tensile bolts at every joint connecting not only the four main units, but also the chords of the purlin members. Typical examples of such structures are the *winter sports stadium in Kladno* (60 m × 60 m) and the *sports hall in East Berlin* (59 m × 75 m). The dead weight of the Kladno barrel vault is only 18 kg/m². *(Ref 10)*

The same type of structural steel framework has been used in Poland to cover a sports hall in Sosnowiec over an area of 53.6 m × 78 m. Circular hollow sections have been used for the main members of the barrel vault.



30

BRACED DOMES

The dome is the oldest structural form and is a typical example of a space structure. It encloses a maximum amount of space with a minimum surface and provides one of the most efficient structural shapes, permitting the covering of very large areas in an economical way.

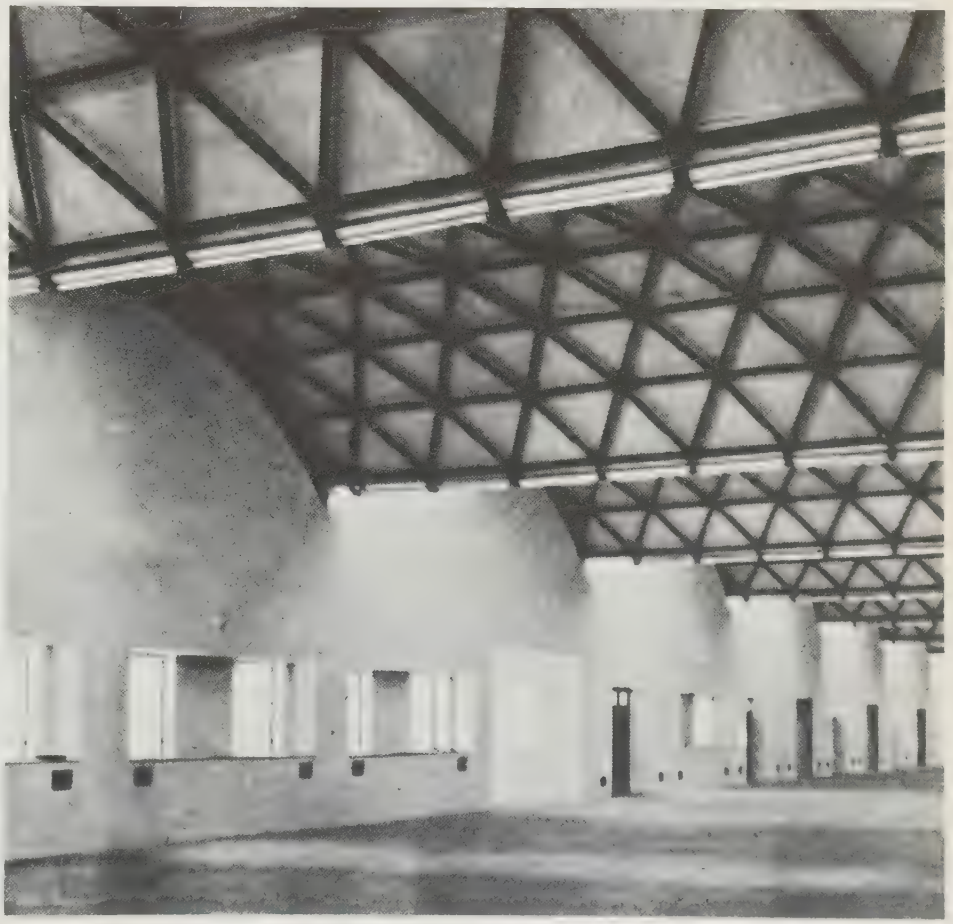
The classification of braced domes is very difficult owing to the great variety of possible forms. *(Ref 11)*

Fig. 45 shows five most popular types frequently used in practice. These are the Schwelder, network, three-way grid, parallel lamella and geodesic domes. The earlier work of *Buckminster Fuller on geodesic domes* proved to be instrumental in reviving the interest of architects and engineers in braced skeleton domes. The recent work of D. G. Emmerich *(Ref 12)* on the morphology of skeleton space structures and K. Critchlow *(Ref 13)* on the general topology of three-dimensional subdivisions clearly il-

8,9. *Details of an industrial building Germany covered with Varitec Space ructure. The covered area = 2000 m². rchitect: Werner Blaser. Consulting structural ngineers: Stienen and Tröhler.* **10.** *Supermarket igros near Bern, Switzerland, covered with aritec. Area = 2500 m². All Varitec structures e examples of double-layer prefabricated ids. In some structures not only the roof t also the vertical walls are constructed as two-way double-layer grid. Varitec is a new stem, introduced only a few years ago t already quite a number of buildings have en covered by this prefabricated method construction;* **11.** *Industrial building ith Varitec space structure, approx. 00 m²;* **12.** *Two-way steel grid over industrial building recently erected Belgium. Design by Atelier Lahaye;* **,16.** *Two-way double-layer grid erected 1969 over the assembly hall at the University Surrey - steel tubes. Architects: Building esign Partnership. Space frame contractors: ewarts and Lloyds Marketing Structural;* **1.** *Two-way double-layer steel grid constructed 1968 for a sports stadium in Halle, ast Germany, clear span of 58 m, total area overed 58 m × 72 m, Design by G. S. Speer;* **5.** *An aluminium three-way double-layer grid rected for testing purposes by F. Fentiman nd Sons Ltd. An example of the Triodetic stem;* **17.** *Two-way double-layer grid covering refectory for the University of Ulster, ortherm Ireland, clear span 27 m, steel tubes. rchitects: Robert Matthew, Johnson Marshall nd Partners, Steelwork contractor: Smyth ills Ltd.;* **18.** *Three-way double-layer steel id erected in 1963 over the Calicocloth shop Ahmedabad, India. Clear span 20 m. esigned by Gantham Sarabhai;* **9,20,21.** *The erection of the first Unibat ructure built in England in 1970. It is a uilding supported at four corners only, ected for the Northern Gas Board Killingworth by Robert Frazer and Sons Ltd. ructural analysis by Z. S. Makowski and ssociates. Architects and Engineers: Ryder, ate and Partners;* **22.** *An internal view an assembly school in Hindley, covered Space Deck;* **23.** *Space Deck over the ulbenkian Museum of Oriental Studies of the niversity of Durham erected in 1959. The ace frame covers an area of 27 m × 30 m. rchitects: Middleton, Fletcher and Partners;* **4.** *An example of an aluminium double-layer o-way grid used in Hungary as a three-pinned ched building, span 32m, total area covered 80 m². Architect: Jozsef Gaubek, onsulting engineer: Istvan Kadar;* **6.** *The Netherlands Pavilion built in 1967 r Expo '67 in Montreal. An excellent ample of the Triodetic system. The structure as a length of 70 m, width of 25 m and height .18 m. It is built as a two-way double-layer id of 1.85 module. 85 % - aluminium tubes, % - steel tubes. All connectors are uminium hubs;* **26.** *The multi-layer two-way eel grid covering the Denver Convention entre in the U.S.A. The Currigan Exhibition all was completed in 1969 at a cost of er $ 7 million. It provides almost ,000 sq. m. of column free exhibition space the main level. The space frame roof covers 5 m by 85 m and contains more than ,000 members and 6,000 joints. Architects: uchow and Associates, Haller and Larson, mes T. Ream and Associates. Structural ngineers: Ketchum, Konkel, Barrett, ckell and Austin. Space frame contractor: rkhardt Steel Co. General contractor: R. Orr Construction Co.;*



31



32



33



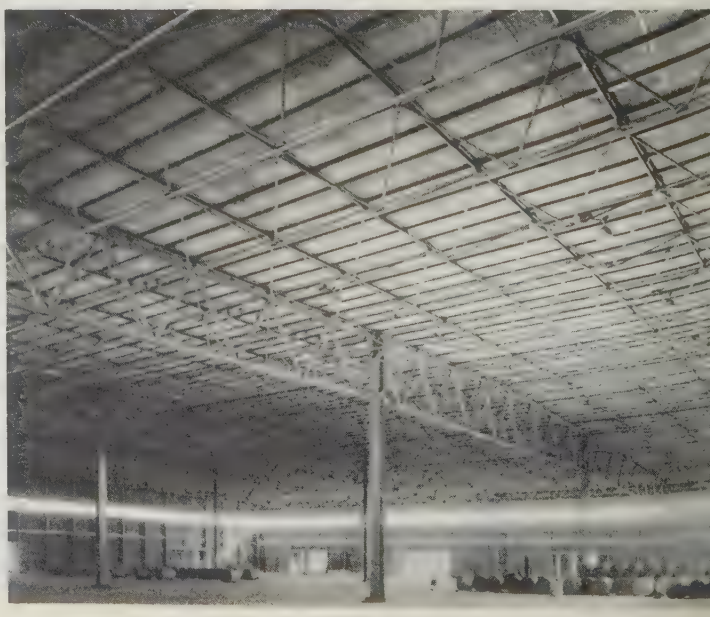


35





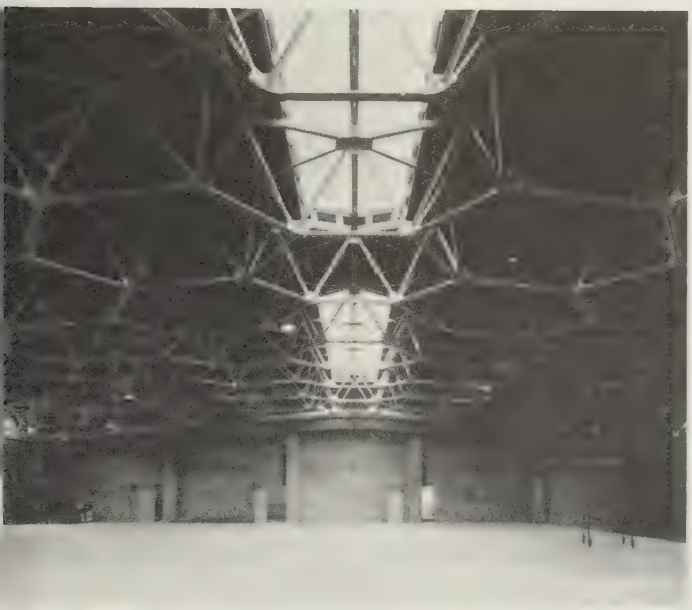
37





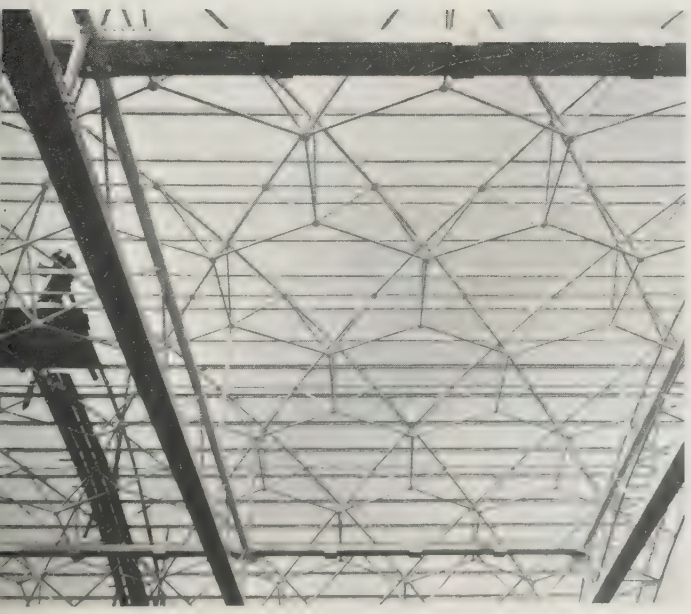


40





42





44

lustrates the recent interest of architects in space frames.

The United States pavilion at Expo '67 designed by Buckminster Fuller and his associates, is the most impressive example of a geodesic dome. It is a three-quarter sphere of 76 m dia and contains some 6000 connectors and 24000 tubular members arranged into a double-layer space grid. A three-way grid forms the outer layer (*Fig. 59*) and a hexagonal grid the inner layer. The consulting engineers who tried to analyse the three-dimensional grid as a skeleton space frame, admit that the resulting configuration proved to be too complex for direct analysis by existing large-capacity computer programmes. *(Ref 14)* Instead, approximate stresses have been obtained using shell analysis for eight different loading conditions.

Because the pavilion is a double-layer space frame with a different configuration for the inner and the outer layers, the transformation of stress resultants to maximum member forces in the actual frame is quite involved; the situation is further complicated by the fact that the geometry of the inner layer is not fully triangulated but hexagonal and can support only fully symmetrical loading.

The computer analysis has been carried out using a programme designated as MAST (Membrane Analysis of Structures). The structural consultants stated that the extent of the participation of the inner layer in bearing the shell stress resultants is not constant and depends on the type of external loading.

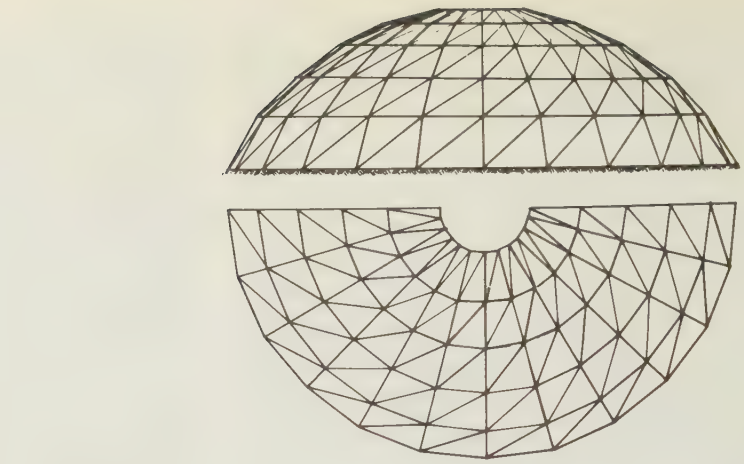
For design purposes, the stress resultants from membrane analysis were approportioned approximately 55 to 75 % to the outer layer and 25 to 45 % to the inner layer depending upon the type of loading considered.

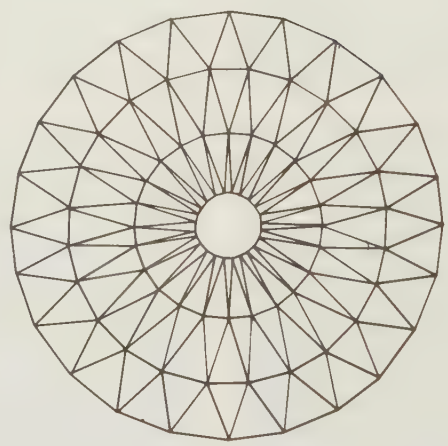
It is of interest to mention that the factor of safety of this dome against buckling failure, based on an equivalent tickness of a homogenous shell, was 4. The calculations also proved that the load capacity of this dome is governed by the stability of individual members and not by the overall stability of the dome.

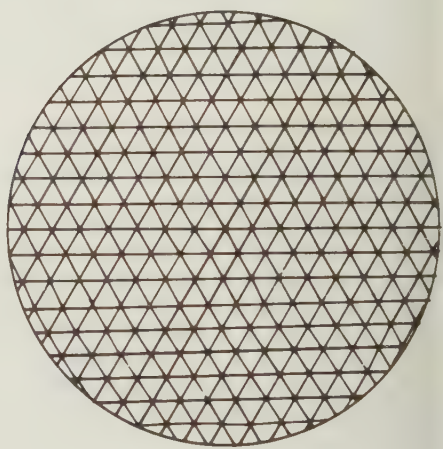
The framing members are steel tubes 88.9 mm dia for the outer layer and 37 mm dia for the inner layer and for the diagonal web members. Though the outside diameter of the tubes is constant, the wall thickness varies depending on their location.

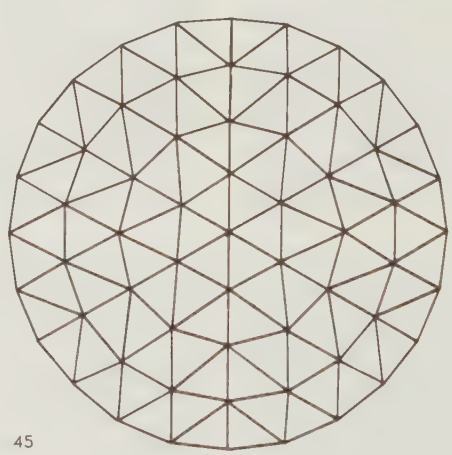
Two types of connectors were used one for twelve members and the second for six members, meeting at a joint.

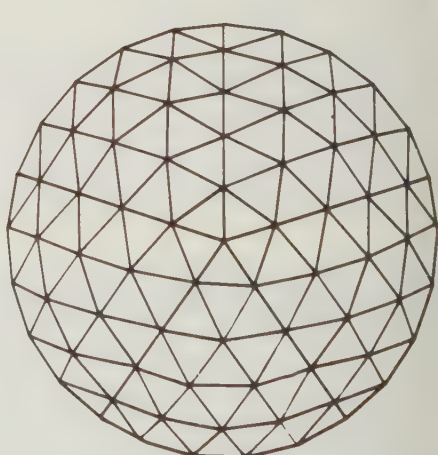
The Montreal dome is an example of a











45

27. *View of a factory built in 1967 in the Mero system for the Bath Cabinet Makers Ltd. The factory is three bays wide and 8 bays long. Each bay in 15 m × 15 m. Architects: Yorke, Rosenberg and Mardall;* **28.** *External view showing an adjustable support for the roof covering in a Mero structure. The roof loads are transmitted to the structure only at the nodal points avoiding the bending of tubes;* **29.** *The Mero connector invented by Dr. Mengeringhausen;* **30.** *Braced barrel vaults;*

31. *A barrel vault covering a gymnasium in Carpentras, S. Du Chateau. Structural analysis, Z. S. Makowski;* **32.** *Three-way single-layer steel barrel vaults over the concrete research laboratories at the Torroja's Institute in Castillares, Madrid, Spain;*
33,35. *A hyperbolic paraboloidal steel structure over a dining hall for Nügata Tekkosho. Architects:I. N. A. and Associates Ltd. Main contractor: Honma-Gumi Construction Co Structural steelwork: Kawasaki Heavy*

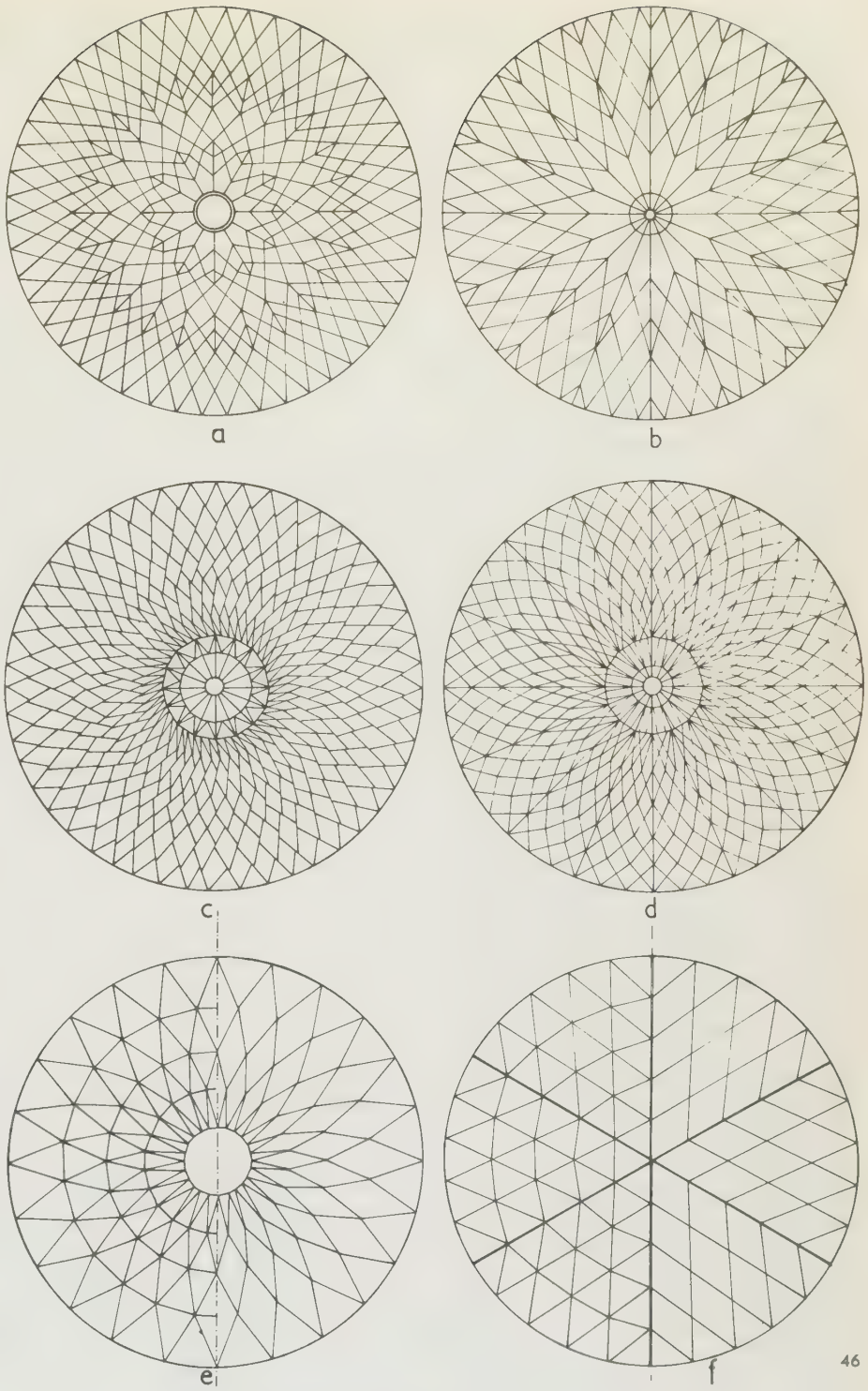
ouble-layer type, which is suitable for ery large spans, much greater than the pan actually used. In fact, single layer omes have been built during recent ears for spans exceeding 90 m. A good xample in the *geodesic steel dome de-gned by Syenrgetics Inc. for Electro linerals Division of the Carborundum o. N.Y.* which has a span of 90 m. It onsists of steel I sections, bolted at each nd with four bolts through small cir-ular vertex plates provided above and elow the joint. The structure proved to e very simple to erect and highly eco-omical in cost. One should not create ne impression that for such large spans, s mentioned above, only steel is suitable. n fact, the University of Utah's special vents centre features a timber braced ome of 107 m dia.

t has been designed as a single-layer iangulated dome in the Triax system nd manufactured by Timber Structures nc. The designers claim that the timber ome design permitted a substantial sav-ng over alternative metal systems. The ype of bracing follows the three-way rid pattern. This type is also very popu-ar in several European countries. There re several recent examples of *braced ubular steel domes built in this con-guration by S. du Chateau.* The swim-ing pool covered with a three-way tu-ular dome at Drancy near Paris, is an xcellent example of a single-layer grid ome having a dia of 45 m. Special con-ectors of weldable cast steel were used t Drancy and the joints were fully rigid. *Du Chateau used the three-way type of rid for many of his domes including the Agadir dome in Morocco* which is sup-orted at only three points spaced 32 m part.

n the U.S.A. the *Schwedler type domes* re still very popular and are frequently sed. Two specially interesting examples re *the domes built in 1968-69 at the Notre Dame University*, each measuring 00 m dia and having a 12,500 seating apacity for basketball games, convoca-ons and stage show productions.

The domes have Schwedler type of brac-ng and are of welded construction. There are 36 ribs in each dome spanning rom the tension ring to the compression ing. The ribs were fabricated in two ieces and bolted together in the field vith high-strength bolts. The erection as very simple, a temporary steel tower eing used to support the crown com-ression ring while the ribs were placed n tandem across the dome with two ranes.

The Ohio University has one of the ghtest Schwedler domes in the United



46

Industries Ltd. The structure consists of prefabricated latticed units which are bolted together at the nodal points. A very large span and o most pleasing neat appearance; **34.** *Double-layer barrel vault consisting of tubular space arches, covering the Kikkoman gymnasium. Architects, engineers and constructors: Takenaka Komuten Co. Ltd. Structural steelwork by Kawasaki Heavy Industries Ltd.;* **36.** *An industrial building for Takehara Metamorphosis Co. Ltd. covered by steel tubular hyperbolic paraboidal single-layer grids. The architects responsible for the job are Hanshin Kenso and Associates. The main contractor is Ishikawa Construction Co. Ltd. Structural Steelwork by Kawasaki Heavy Industries Ltd. of Tokyo, Japan;* **37.** *A two-way double-layer steel grid over the Tokyo Circuit, Summerland pavilion. Designed by: Ishimoto Architectural and Engineering Firm, Inc. Main contractor: Kaiima Construction Co.*



47



48

Structural steelwork: Kawasaki Heavy Industries Ltd. Summerland is a recreation area outside Tokyo. The active leisure area of swimming pools, canal, terraces and administrative offices covers an area of 13,000 sq.m – a totally controlled environment roofed and enclosed by an extremely large space frame. Its dimensions are 162 m long by 81 m span and 13.5 m high. The roof is a two-way double-layer grid covered by acrylic panels and carries within the truss depth the air-conditioning ducts and sprays which water the plants and trees and wash the roof. Tubular steel was chosen for the space frame because of its relatively light weight, for its appearance and for ease of maintenance; **38.** *A double-layer two-way tubular steel grid over the Soka plant of Injo Boardpaper Mfg. Co. Architects, engineers and contractors: Taisei Construction Co. Ltd. Structural steelwork by Kawasaki Heavy Industries Ltd.;* **39.** *A two-way double-layer tubular grid supported at only 10 columns using steel cables acting as additional points of support for the roof. A most impressive and economical solution for a central wholesale market in Funabashi City. Architects: Nikken Sekkei Komu Co. Ltd. Main contractor: Shimizu Construction Co. Ltd. Structural steelwork: Kawasaki Heavy Industries Ltd.;* **40-44.** *These structures illustrate the Ohbayashi space system, introduced recently in Japan and mentioned in my report. A most interesting and highly economical method of construction – not known so far in Europe.* **40.** *Interior of a hexagonal grid covering the Notre Dame girls' school gymnasium in Hiroshima. Side length 16.5 m – tubular steel;* **41,42.** *The inferior of a factory, Ubekosan Sakai, Osaka, having a clear span of 40 m × 40 m with isolated columns along the boundary;* **43,44.** *The erection and internal view of a barrel vault built in Ohbayashi truss system for an electronic factory, Kaisaidenryoku Takasago Kaiheisho, in Hyogo. Clear span of the barrel vault is 26 m, the structural steelwork in circular hollow sections. The top layer a hexagonal grid with a three-way grid, the bottom grid is formed from regular hexagons;* **45.** *Braced domes;* **46.** *Main types of lamella domes.*

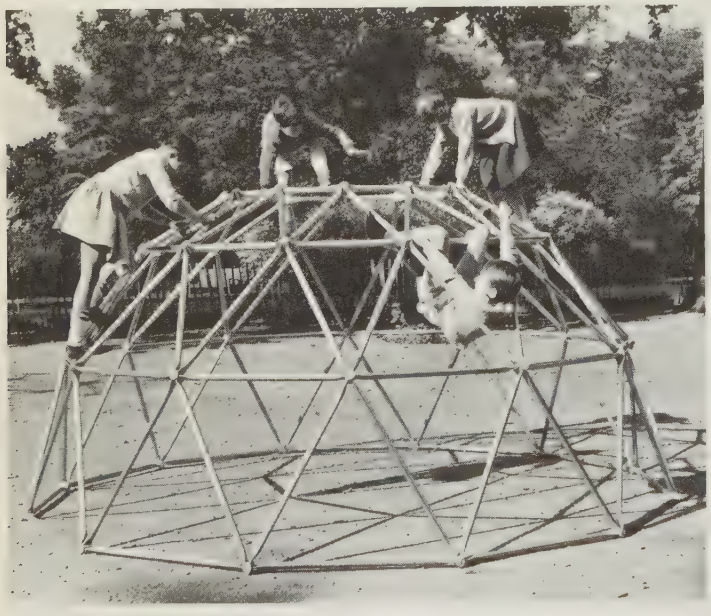
47. *Erection of the steel reinforcement in the geodesic form for a reinforced concrete shell dome for Schott workshop in Jena, Germany, in 1925. Dia. 40 m. One of the historic photographs of the first r. c. shells;* **48.** *An example of the parallel lamella dome designed and built by Roof Structures Inc., an American firm responsible for the construction of numerous steel and timber lamella domes in the U.S.A.;* **49.** *The erection of the Baton Rouge dome;* **50.** *Water reservoirs at Dumbarton covered with Triodetic aluminium domes;* **51.** *A small play dome of Triodetic construction, frequentley used at playgrounds and schools in the U.K.;* **52.** *The B.E.A. aluminium dome erected in 1962 in Stockholm for the British Trade Exhibition. This dome is an example of a regular icosidodecahedron. Design by Space Structures Research Ltd., analysis by Z. S. Makowski;* **53.** *Aluminium sheeted dome built in the Triodetic single-layer grid system for the anniversary of the Battle of Hastings. Clear span 32 m;* **54,55.** *Various views of the Floorodome, a design prepared by Professor Z. S. Makowski of a large 200 m dia. dome for an exhibition centre. The six-sided dome is an example of a prefabricated three-way grid, with three horizontal floors constructed inside in prefabricated double-layer units;*

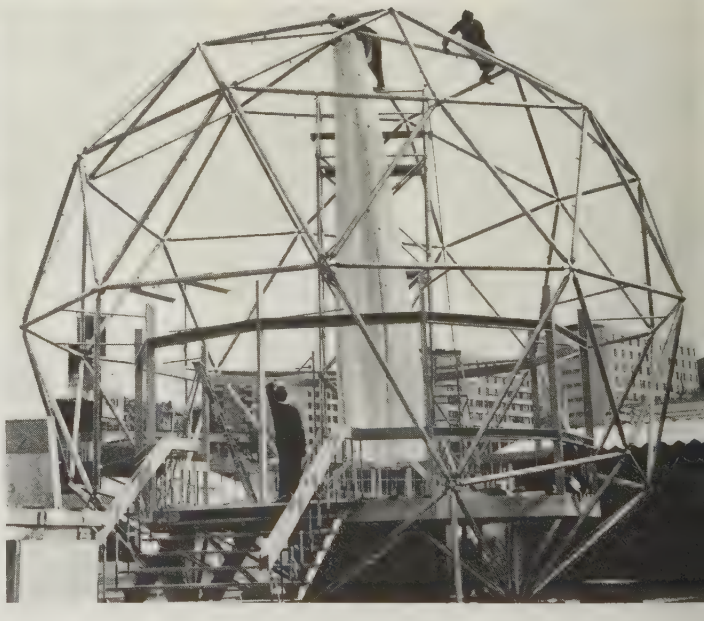


49



50

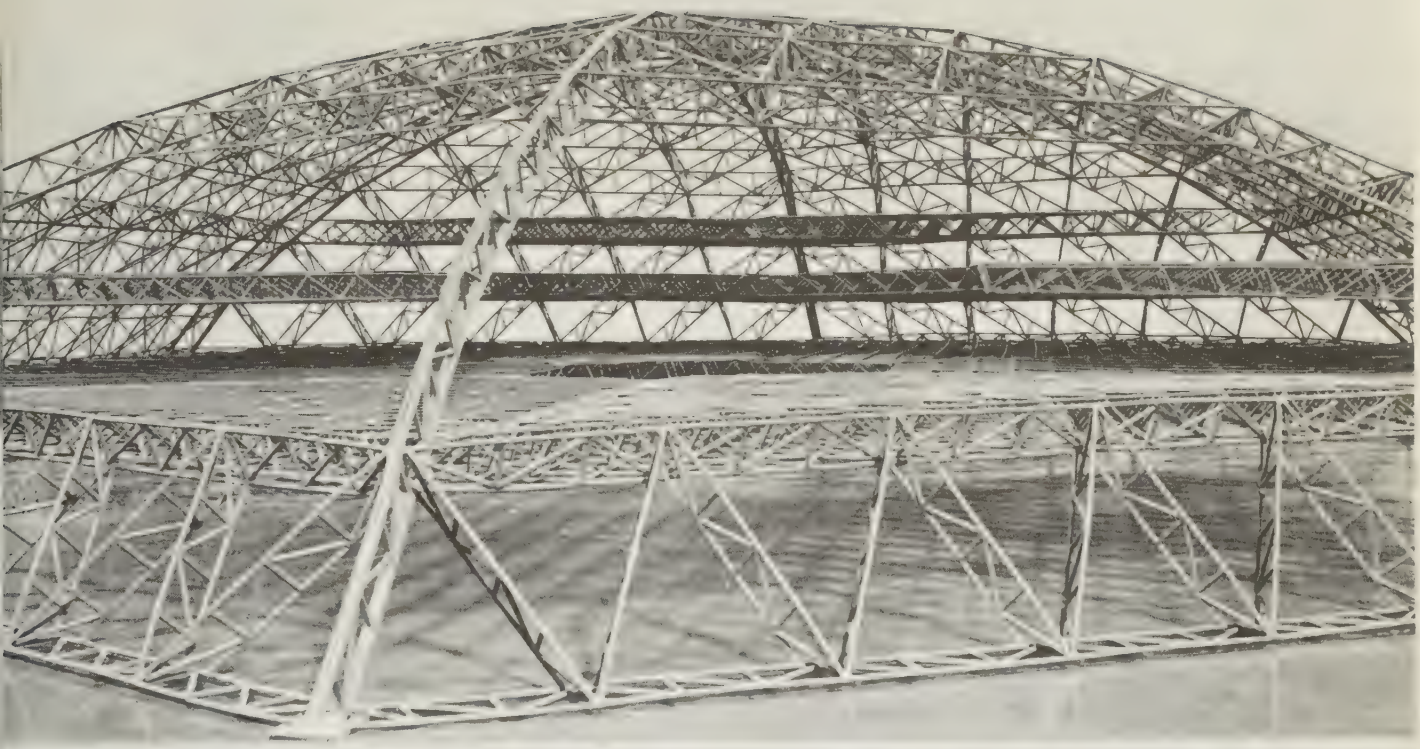




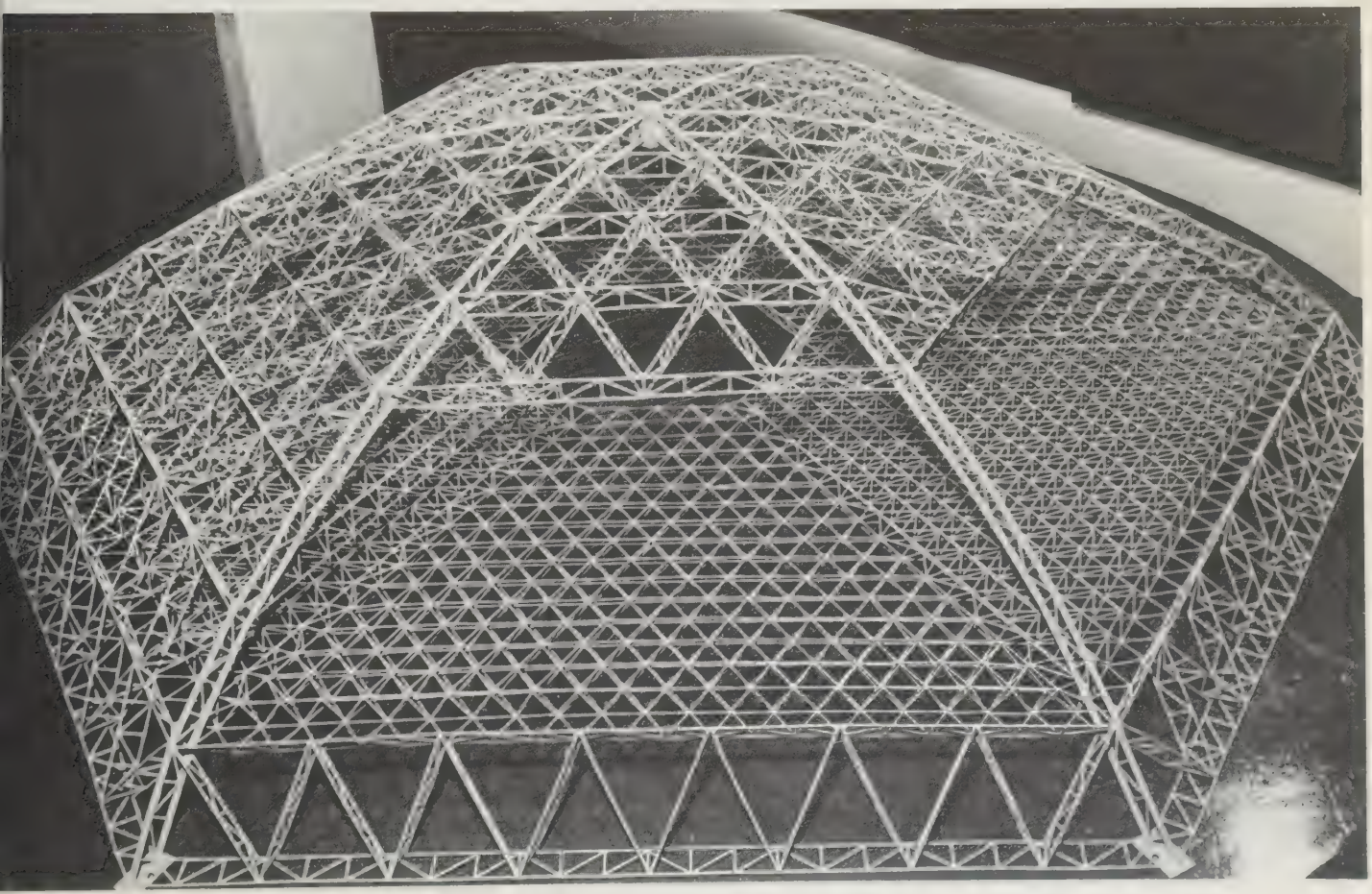
51



53

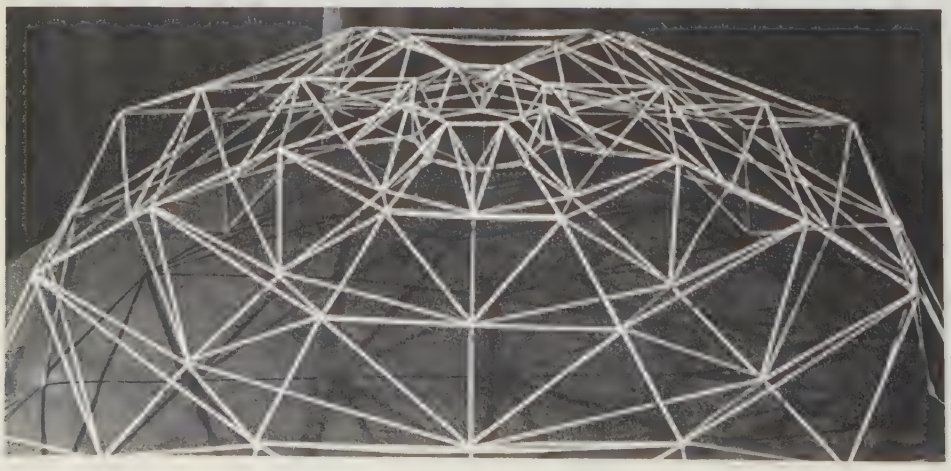


54



55

56

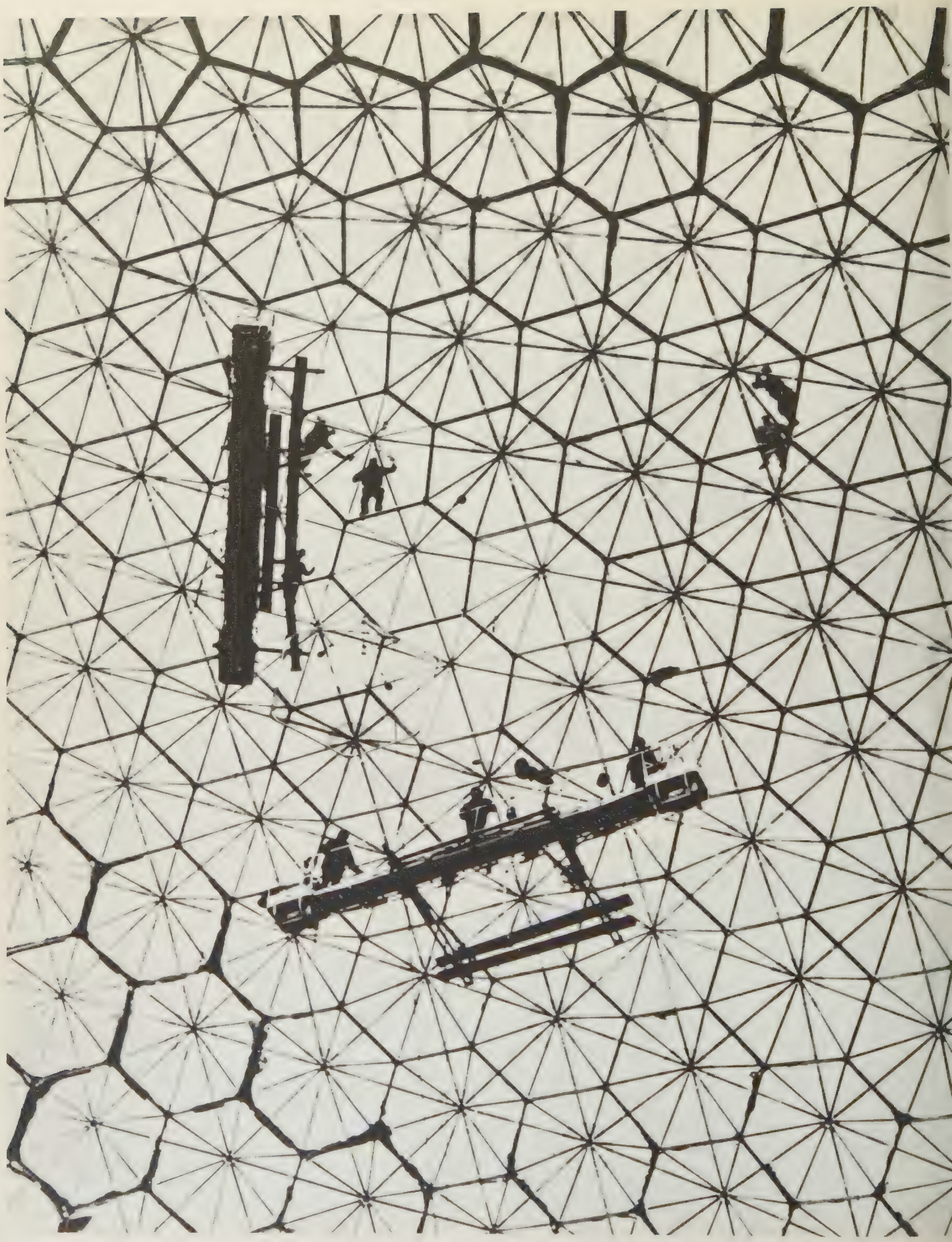


57

56. *View from above of the Floorodome, design by Professor Z. S. Makowski;* **57.** *A model of a double-layer two-way grid constructed for testing purposes at the Space Structures Research Centre of the University of Surrey;* **58.** *Erection of a timber geodesic dome in New Zealand;* **59.** *Geodesic steel dome erected for the American Pavilion at Expo '67 in Montreal. Designed by Fuller and Sadao, Inc., Geometrics Inc. and Simpson, Gumpertz and Heger Inc. Dia. 76 m, contains 6,000 connectors and 24,000 tubular members arranged into a double-layer grid;* **60.** *Close up of the top chord connectors being fitted to Nodus joint.*



58



59

tes over their convocation centre cted in 1968. The dome has a dia of m and is supported on 48 columns.

Europe, *Professor F. Lederer* influ-ed to a great extent the development network domes. An interesting and *a y recent example is a steel tubular me having a dia of 70 m built at Opole Poland.* A special type of universal nnector has been used, which allows nple adjustment in the length of the embers.

NNECTORS

ie review of the last five years shows arly that the search for an « Ideal » nnector for prefabricated space struc-es continues. Many new types of con-ctor have been developed, but most of em are too complex and therefore too pensive. As a result, very few have rvived the test of time. The interest own in this field is probably best illus-ted by the competition organized in 64 by the French Chambre Syndicale s Fabricants de Tube d'Acier for the velopment of efficient connectors for bular space structures. Reference 15 ows details of the various proposals bmitted during this competition. There e several articles discussing the relative vantages and disadvantages of numer-is connectors.

xtensive testing of various types of echanical connectors suitable for pre-bricated tubular space structures was rried out during 1969-70 by Stewarts Lloyds Co. Ltd.

ne of the most successful connectors is e *Triodetic joint* developed by a Ca-adian firm, originally for aluminium ace structures, but nowadays used ainly for steel systems. It uses special-extruded hubs, provided with slots to ceive the pressed ends of the structural embers. It must be noted that in form-g the ends metal is not removed but ly displaced. This results in the for-ation of a tapered thread with a grad-al transfer of load and high structural ficiency. Assembly is carried out by ipping the ends of the member into e hub.

he introduction of the Triodetic con-ector influenced to a marked degree the e of steel and aluminium tubular mem-rs for triangulated hyperbolic parabo-idal structures. A classical example of is trend is the *Olympic Games Sports lace constructed in 1968 in Mexico ity.* The structure is covered by a omed roof 132 m dia. The roof is a spherical shell formed by a grid of steel trusses forming arches. The 12 m square areas between the arches are covered by a triangulated grid of aluminium tubes in the shape of hyperbolic paraboloids. The whole roof is covered therefore with 144 aluminium HPs weighing only 3 kg/m².

HYPERBOLIC PARABOLOIDAL STRUCTURES

Several steel triangulated hyperbolic paraboloidal structures have been built in Japan, some of very considerable span.

A large hangar at the Minneapolis — Saint Paul International Airport in the U.S.A. has been covered in 1969 with a steel hyperbolic paraboloidal structure. The HP measures 38 m along each rear side, 50 m along each front side and spans 58 m between two supporting buttresses.

These examples show that even in the field of shell structures (which many engineers regard as the province of reinforced concrete), steel and aluminium are steadily being introduced by reason of economy and structural efficiency.

ANALYSIS

A decade ago the analysis of a complex space structure was frequently an almost impossible task. In 1970, the designer can obtain with reasonable accuracy the assessment of stress distribution in his structure, assuming that it behaves elastically. Tests show that dobule-layer grids can be analysed by elastic methods and that the rigidity of the joints does not change the stresses by more than some 10 to 15 % for the two-way arrangements. In the case of three-way grids the difference between the analyses for pin-connected and rigidly connected members if normally even less, because of the greater overall rigidity of three-way grids.

However, the elastic analysis of single-layer barrel vaults and domes still provides only an approximation. Such structures behave elastically but not in a linear manner. The possibility of buckling for double-layer grids is minimal, but very real for single-layer triangulated shells.

One of the main reasons for the rapid acceptance of space frames and their striking development within the past few years has been the introduction of electronic computers. Its use has radically changed the whole approach to the analysis and design of space frames. It has also been realised that matrix methods of analysis developed for use on high-speed digital computers provide an extremely efficient means for rapid and accurate treatment of many types of space structures.

Matrix algebra is ideally suited for automatic computation and great interest has been expressed during recent years in the formulation of general matrix equations for three-dimensional structures. In these methods the digital computer is now used not only to solve many simultaneous equations, but techniques have been developed to generate the input data, the analysis of the structure, the determination of the required stress resultants and the production of the final output. *(Ref 16)*

Most of the programs now existing for the analysis of space structures are based on the stiffness method. Electronic computers are better suited to perform fully automatic operations, which can be followed blindy by the computer regardless of the nature of the framework. This condition is satisfied in the case of the stiffness approach in which the final equations of structural analysis are formulated with deflections as unknowns and the computer is not required to make arbitrary choices of unknown quantities as is the case for the flexibility method. However, theoretically, it is possible to use the matrix formulation, either in the flexibility or in the stiffness methods and to obtain from the electronic computer the stresses and the displacements — in practice, in the past, the flexibility approach proved to be more complicated than the stiffness approach. It is very interesting to note that during recent years techniques have been developed for the automatic selection of redundancies and for the generation of the self-equilibrating force systems. This allows the flexibility analysis to be used and is changing the earlier preference for the stiffness method. Przemieniecki in his book (*Ref 17*) shows that the selection procedures for flexibility methods based on the jordanian elimination techniques lead invariably to well conditioned equations.

With the increased interest in computer analysis, the designers soon found that the analysis of complex space frames required very large core memory capacity in the electronic computer. To overcome the practical limitations of the storage capacity, methods have been formulated, in which advantage is taken of the band form of the main stiffness matrix of the system and also partitioning techniques have been perfected in which the analysis is done in interconnected steps, analysing

the structure divided into smaller units of manageable size.

Soon, other difficulties have been observed, even using the above mentioned techniques the round-off errors can reduce the accuracy of the results.

Tezcan (*Ref 18*) proposed several modifications in the matrix treatment of space frames, using the transformed stiffness matrices in connection with the code number approach. This results in a greatly increased speed of generation of the main stiffness matrix and leads to a considerable saving in data preparation and computer storage. The use of code numbers makes the programming easier and the computation much faster.

The problem of ill-conditioning of stiffness matrices has received a great deal of attention. The influence of truncation errors on the accuracy of the numerical solutions using the stiffness matrix formulation can be considerable. This influence depends upon the characteristics of the stiffness matrix, namely its eigen values and the eigen vectors. These determinate the conditioning of a given matrix and the extent of coupling among its eigen vectors. Shah (*Ref 19*) shows that one of the measures of conditioning of a matrix is the ratio between the largest and the smallest eigen values.

Another characteristic trend which became very noticeable during the past five years are the attempts to apply the finite difference and the finite element methods to the analysis of various types of space frames. The finite difference methods have been used successfully in the past in the stress analysis of plates. However, it is only during the last decade that these techniques have been extended to reticulated shells and especially to double-layer grids. (*Ref 20 - 23*)

The finite difference methods lead to a system of algebraic equations, determining the values of the function at isolated points. Obviously they are approximate but their application is general and does not suffer from the usual limitations of the differential calculus methods.

The distinction between the finite difference and the finite element techniques lies in the method used to determine the system of partial differential equations.

In the first method the equivalent differential equations are approximated by difference operators which require an assumption of the displacement form between the adjoining node points. In the finite element method the field is divided into various small elements each connected to its neighbouring elements at their node points. (*Ref 24*)

Several attempts have been made to apply the finite element technique to the analysis of elastic buckling of structures using a digital computer.

In spite of the availability of digital computers, there are frequent cases when the complexity of the framework makes the analysis of space structures either very tedious and expensive, or simply impossible because of the very large number of bars and joints in the structure.

In such cases certain types of reticulated shells and double-layer grids can be analysed by treating them as continua and applying the shell or plate analogies.

Recent work of D. Wright has been of fundamental importance in this field. (*Ref 25 - 26*) He determined elastic properties of the analogous shells and showed how to use them in the general shell equations. This enables an approximate determination to be made of the stresses in reticulated shells.

The determination of the instability behaviour of space structures still produces considerable difficulties — the existing data allow only an approximate assessment of this very important phenomenon. Whereas the bar stability problem is covered in greath depth, the local buckling or so called snap-through buckling is just beginning to receive the attention of research workers. Litle (*Ref 27*) produced recently an interesting review of the reliability of shell buckling predictions and several of his conclusions can be applied directly to reticulated shells.

Aguilar (*Ref 28*) investigated the joint stability of braced domes, and took the vanishing of the first order variation of the total potential of the system as the criterion for equilibrium.

Interesting experimental work of Buchert (*Ref 29 - 30*) demonstrated that shell edge conditions play an important role in the capability of a shell-like structure to resist buckling.

Whereas the computer analysis of elastically linear space frames has received a great deal of attention, there are only very few papers dealing with the matrix formulation for dynamic analysis or calculation of vibration frequencies and modes. (*Ref 31*)

Z. S. MAKOWSKI



FERENCES

R. M. Davies (editor)
pace Structures »
ceedings of the first international
ference on space structures
ckwell Scientific Publications, 1967.

K. J. Joyner, R. G. Taylor
Z. S. Makowski
he Boeing 747 Hangar 01 Heathrow,
ndon »
ular Structures *No. 15*,
rch 1970, pp. 2-32.

F. M. Montero Rodriguez
J. C. Contreras Carrillo
oofing the hydrographic research centre -
drid (Spain) »
er *No. 6, 1969, pp. 277-280*

Z. S. Makowski and H. Nooshin
he structural analysis of a large
ee-way grid »
ceedings of the Space Structures
rnational Conference
ckwell Scientific Publications,
ford, 1967, pp. 327-342.

D. H. Geiger
cost evaluation of space trusses of
e span »
C Engineering Journal
ril 1968, pp. 49-61.

N. Yamashita, N. Kannai and M. Kanazawa
esign and construction of Obayashi
ss H-1 » (in Japanese)
umn *No. 25, pp. 43-48*
blished by Yawata Iron & Steel Co. Ltd.,
cyo, Japan.

H. Stenker
ntwurf der Stahlkonstruktion für
sportstadion Halle »
tplanung - Bautechnik
vember 1969.

S. du Château
es structures tridimensionnelles
s l'industrialisation du bâtiment »
herche & Architecture, *No. 2, 1970*,

H. Beer
inige Anwendungen der Schalenbauweise
Stahlbau »
Bauingenieur, *May 1966, pp. 200-208.*

Z. S. Makowski
nalytical and experimental investigations
stress distribution in steel space frames »
ceedings of the Steel Congress 1964,
opean Coal and Steel Community,

10. *J. Zeman*
« A remarkable steel structure for roofing a large sports hall in Czechoslovakia »
Acier, *No. 4, 1968.*

11. *Z. S. Makowski*
« Steel space structures »
Michael Joseph, London, 1965.

12. *D. G. Emmerick*
« Geométrie Constructive »
Ecole Nationale Supérieure des Beaux-Arts, Paris, 1970.

13. *K. Critchlow*
« Universal space families »
Architectural Design, *October 1965, pp. 514-517.*

14. *S. Sadae and F. J. Heger*
« The United States Pavilion at Expo '67 »
Tubular Structures, *No. 9, 1967, pp. 2-9.*

15. *Chambre syndicale des fabricants de tubes d'acier*
« Le tube d'acier dans la construction métallique- noeuds et assemblages »
CSFA, Paris, 1966.

16. *K. Eiseman, L. Woo and S. Namyet*
« Space frame analysis by matrices and computer »
Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., *December, 1962, pp. 245-278.*

17. *J. S. Przemieniecki*
« Theory of matrix structural analysis »
McGraw-Hill, Inc., 1968.

18. *S. S. Tezcan*
« Computer analysis of plane and space structures »
Journal of the Structural Division, Proceedings of A.S.C.E., *Vol. 92, No. ST2, April 1966, pp. 143-173.*

19. *J. M. Shah*
« III-Conditioned stiffness matrices »
Journal of the Structural Division, Proceedings of A.S.C.E., *Vol. 92, No. ST6, December, 1966, pp. 443-457.*

20. *J. D. Renton*
« The related behaviour of plane grids, space grids and plates »
Space Structures *(Edited by R. M. Davies) Blackwell Scientific Publications, Oxford & Edinburgh, 1967, pp. 19-32.*

21. *M. V. Soare*
« Application of finite difference equations to shell analysis »
Pergamon Press Ltd., London, 1967.

22. *M. V. Soare*
« Application des equations aux différences finies au calcul des réseaux spatiaux planaires carrés »
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl., *Tome 14, No. 3, pp. 595-628, Bucarest, 1969.*

23. *M. V. Soare*
« Contribution à l'étude des résaux spatiaux planaires simples par la méthode des différences finies »
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl., *Tome 14, Bucarest, 1969.*

24. *G. W. Hicks*
« Finite-element elastic buckling analysis »
Journal of the Structural Division, Proceedings of A.S.C.E., *Vol. 93, No. ST6, December, 1967, pp. 71-86.*

25. *D. T. Wright*
« Membrane forces and buckling in reticulated shells »
Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., *February 1965, pp. 173-201.*

26. *D. Wright*
« A continuum analysis for double-layer space frame shells »
Memories, I.A.B.S.E., *Vol. 26, 1966.*

27. *W. A. Litle*
« Reliability of shell buckling predictions »
Research Monograph No. 25, M.I.T. Press, Cambridge, Massachusetts.

28. *R. J. Aguilar*
« Snap-through buckling of framed triangulated domes »
Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., *April 1967, pp. 301-317.*

29. *K. P. Buchert*
« Effect of edge conditions on buckling of stiffened frames shells »
Engineering Experiment Station Bulletin, *Series No. 65, University of Missouri, Columbia, October, 1967.*

30. *J. O. Crooker and K. P. Buchert*
« Reticulated space structures »
Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., *March 1970, pp. 687-699.*

31. *W. D. Whetstone and C. E. Jones*
« Vibrational characteristics of linear space frames »
Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., *October 1969, pp. 2077-2091.*

TENSEGRITY-TRAGWERKE

Gernot Minke



T16

UR DEFINITION

er Begriff « Tensegrity » wurde von Ri- ard Buckminster-Fuller geprägt und ein Kunstwort, entstanden aus den griffen « *tension* » und « *integrity* ».

n Tensegrity-Tragwerk besteht aus gbeanspruchten Elementen, die ein ntinuierliches Subsystem bilden, und s druckbeanspruchten Elementen, die n diskontinuierliches Subsystem bilden. ist ein Tragwerkssystem, das zu seiner abilisierung einer seiner Belastung an- messen Vorspannung bedarf.

UR KLASSIFIKATION

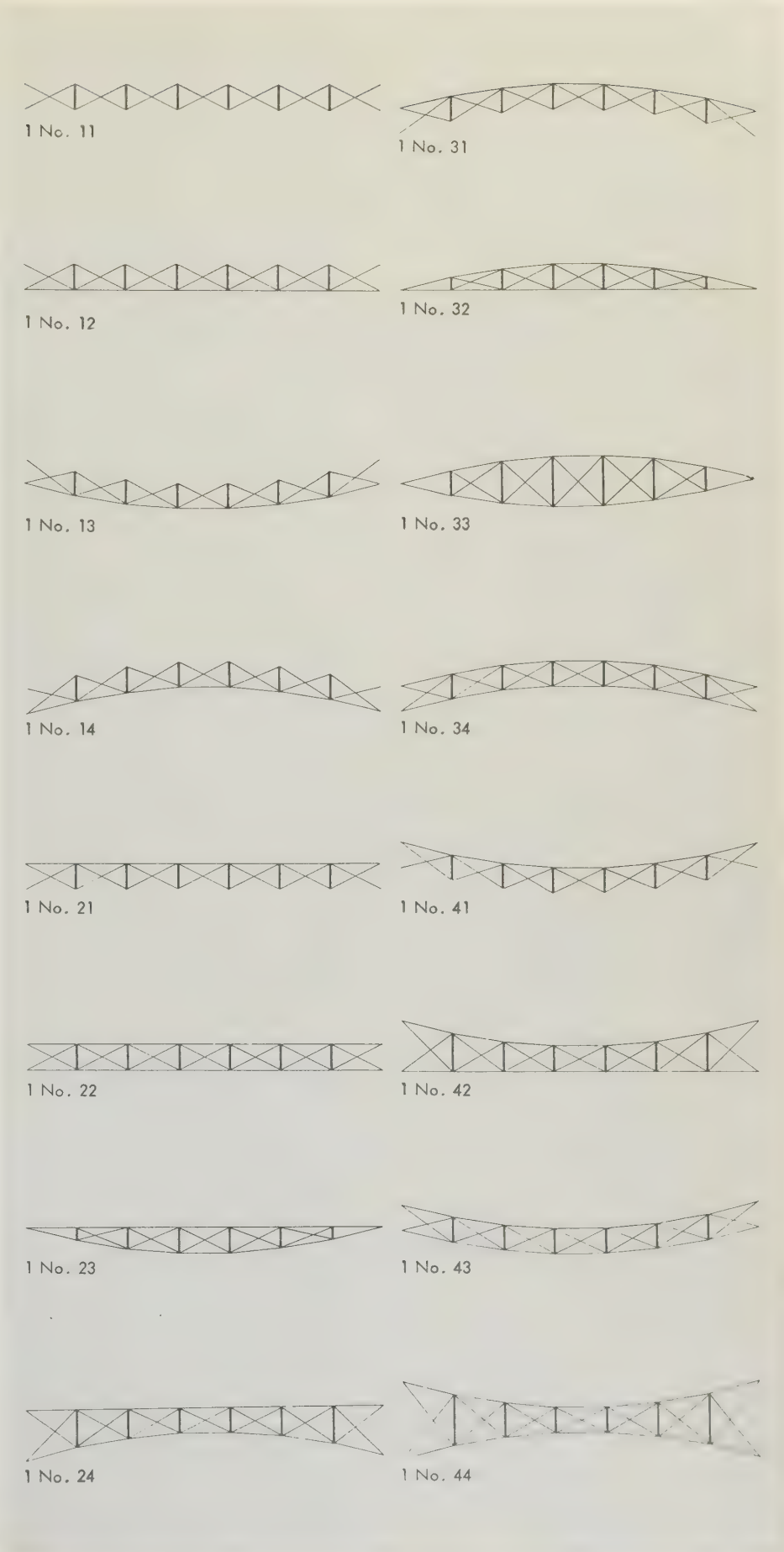
abei gibt es Systeme, die zur Aufrecht- haltung dieser Vorspannung zusätzli- e (Sekundär-) Tragwerke bzw. Elemen- benötigen — wir sprechen dann von nem « offenen » System. Bei den of- nen Systemen ist also eine Weiter- itung der Zugkräfte aus dem konti- uierlichen Zugsystem in Randelemente otwendig, vergleiche *Abb. TA*. Diese bspannung kann durch Einzelabspan- ungen vgl. *Abb. TF*, oder durch druck- nd/oder biegebeanspruchte Randele- ente, vgl. *Abb. TG*, erfolgen.

on einem « geschlossenen » System soll esprochen werden, wenn das Tragwerk nabhängig von seiner Lagerung in sich lbst stabil ist, vgl. *Abb. TK*. Das harakteristikum des geschlossenen Sy- ems ist, daß sich die diskontinuierlich ngeordneten Druckstäbe in jeder belie- gen Projektion überlappen. Jedes Sy- em, daß diese Bedingung der Druck- ab-Überlappung erfüllt, ist ein poten- elles geschlossenes System. Das heißt, kann, falls es nicht in sich stabil ist, urch zusätzliche Zugelemente stabilisiert nd somit zu einem geschlossenen System erwandelt werden.

ls ein echtes offenes System soll deshalb ur das System bezeichnet werden, das icht durch zusätzliche Zugelemente eschlossen werden kann.

in weiteres strukturelles Merkmal zur nterscheidung von Tensegrity-Systemen t die Lage der Druckelemente: Liegen wei oder mehr Druckelemente einer ensegrity-Einheit in einer Ebene, so prechen wir von Systemen erster Ord- ung. Die Lage der Druckelemente wird ls « *Normallage* » bezeichnet, vgl. *Abb. A, TC*. Als Tensegrity-Einheit wird abei das kleinste Subsystem eines Ten- grity-Tragwerks bezeichnet, das sich icht mehr in kleinere strukturgleiche inheiten teilen läßt.

iegt jedes Druckelement einer Tensegri- -Einheit in einer anderen Ebene, so prechen wir von Systemen zweiter Ord- ung. Die Lage der Druckelemente wird



TA

als « Twistlage » bezeichnet, da die Druckelemente innerhalb einer Tensegrity-Einheit in einer bestimmten Drehrichtung zueinander angeordnet sind, sadaß nie zwei oder mehr Druckelemente in einer Ebene liegen, Während stets mindestens zwei Zugelemente in einer Ebene verlaufen, *vgl. z.B. Abb. TK.*

Die Tensegrity-Einheit zweiter Ordnung wird als « *Twist-Einheit* » bezeichnet. Sie ist die kleinste geschlossene dreidimensionale Tensegrity-Einheit.

Neben den beiden erläuterten Merkmalen zur Charakterisierung einer Tensegrity-Struktur ist als drittes wichtiges Merkmal die Dimension der Tragwirkung, das heißt, die Art der Kraftabtragung von den Kraftangriffspunkten zu den Auflagern, kann in einer Richtung, in mehreren Richtungen auf einer Ebene oder in mehreren Richtungen im Raum erfolgen, je nachdem wird sie als ein-, zwei- oder dreidimensional bezeichnet.

Bei Tensegrity-Tragwerken ist die Dimension der Tragwirkung mit der Hauptabmessung des Tragwerks gleich. Die eindimensionalen Tragwerke (« *Linientragwerke* »), deren Abmessung in einer Dimension groß und in zwei Dimensionen klein ist, weisen auch eine eindimensionale Tragwirkung auf. Entsprechend weisen das « *Flächentragwerk* » (zwei Dimensionen groß, eine klein) eine zweidimensionale Tragwirkung und das « Raumtragwerk » (drei Dimensionen relativ gleich groß) eine dreidimensionale Tragwirkung auf.

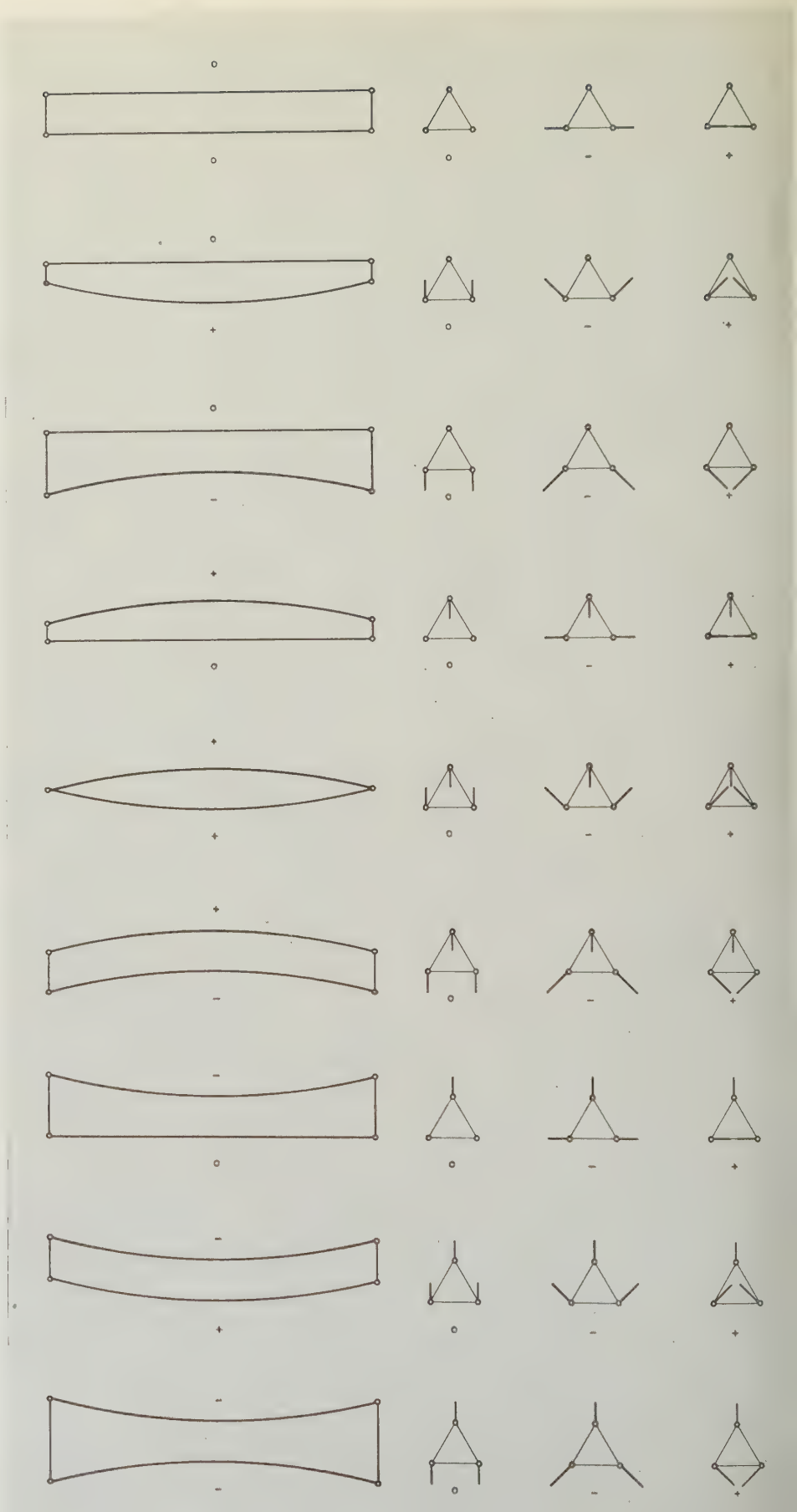
Verwendet man die drei beschrieben strukturellen Merkmale als Klassifikationskriterien, so sind damit 12 verschiedene Tensegrity-Tragwerkssysteme definiert, vgl. nachfolgende Matrix:

	No	Ng	To	Tg
1	1 No	1 Ng	1 To	1 Tg
2	2 No	2 Ng	2 To	2 Tg
3	3 No	3 Ng	3 To	3 Tg

1 = eindimensionale Tragwirkung
2 = zweidimensionale Tragwirkung
3 = dreidimensionale Tragwirkung
N = Normallager der Druckstäbe
T = Twistlage der Druckstäbe
o = offenes System
g = geschlossenes System

Diese zwölf Systeme lassen sich aufgrund formaler Merkmale wie
– Krümmung des Tragwerks bzw. der Gurtelemente
– Geometrische Anordnung der Zugelemente
– Dimension der Druckelemente
– Lage der Druckelemente

TB



ıch verschiedenen Tragwerkstypen 'dnen.

:der Tragwerkstyp weist dann wiederum :rschiedene Ausbildungsformen auf, die s Formvarianten des entsprechenden ragwerkstyps aufgefaßt werden können. n folgenden soll ein Überblick über die ɔnstruktiven Möglichkeiten der Tense- ity-Tragwerke gegeben werden, indem ır die definierten 12 Tensegrity-Trag- erkssysteme jeweils die wichtigsten ragwerkstypen dargestellt und erläutert erden. Da eine ausführliche Darstellung ı Rahmen dieser Arbeit nicht möglich t, werden einige wichtig erscheinende ysteme exemplarisch genauer differen- ert und durch Zeichnungen oder Fotos ırgestellt, andere dagegen nur kurz eschrieben.

IE VERSCHIEDENEN ENSEGRITY-TRAGWERKSSYSTEME

Tensegrity-Systeme mit Druckstäben in Nor- allage

1 *Offene eindimensionale Tragwerke*

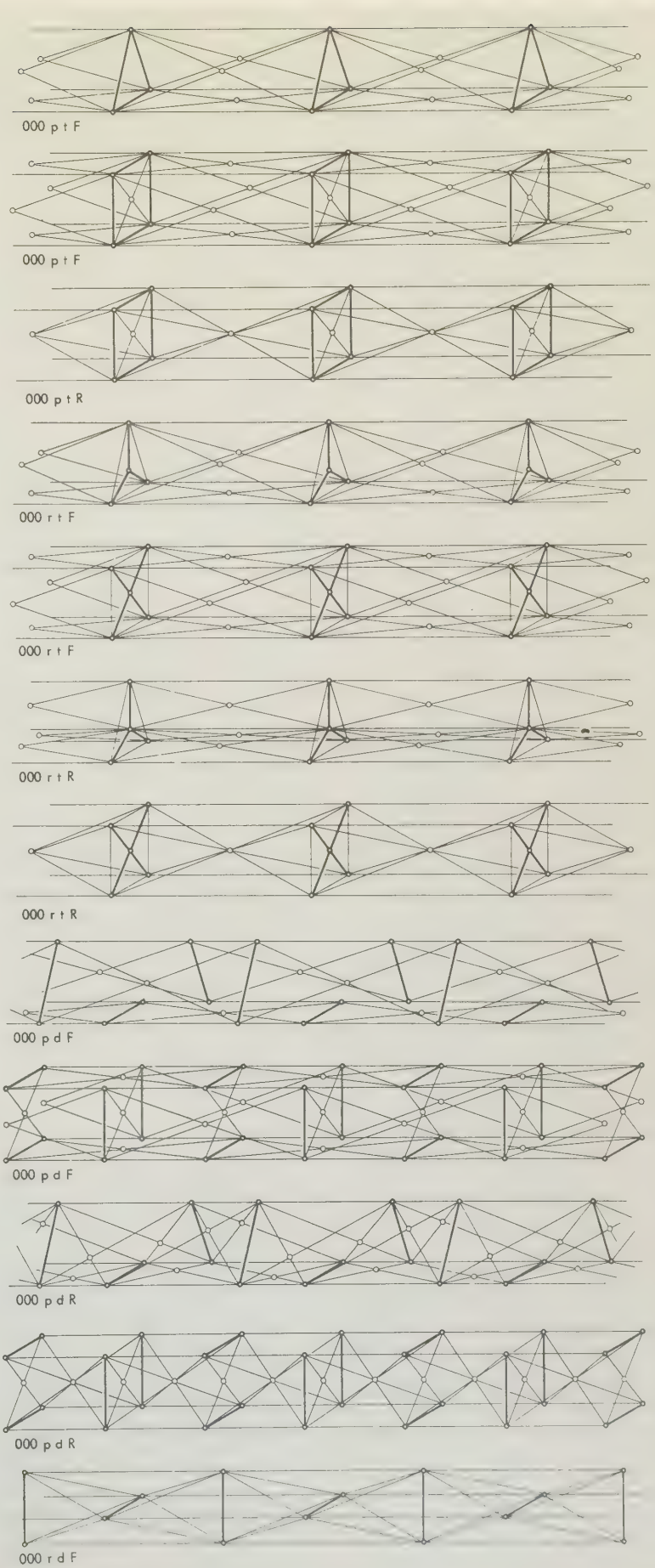
ie offenen eindimensionalen Tragwerke it Druckstäben in Normallage (Bezeich- ung: *1 No*, vgl. Matrix 1) dienen in der egel als Träger, das heißt sie können räfte quer zu ihrer Systemachse über- agen. Da sie aber nicht in sich ge- hlossen sind, benötigen sie Zugveran- erungen mithilfe von Sekundärelemen- n, wie z.B. Randbalken oder Abspann- öcke.

räger ohne Querstabilisierung lassen ch je nach Ausbildung von Ober- und ntergurt in 16 verschiedene Typen liedern. Der Ober- und der Untergurt ann entfallen, gerade, positiv geknickt der negativ geknickt verlaufen, vergleı- he Matrix 2 und *Abb. TA*. Entfallen bergurt und Untergurt (*1 No. 11*), so erhält sich das Tragwerk wie ein vorge-

	Obergurt			
1 entfällt	.11	.12	.13	.14
2 gerade	.21	.22	.23	.24
3 geknickt +	.31	.32	.33	.34
4 geknickt –	.41	.42	.43	.44

	Untergurt
.01	entfällt
.02	gerade
.03	geknickt +
.04	geknickt –

pannntes Seil. Diese Ausbildung ist für räger nicht sinnvoll, da das Tragwerk rst nach einer Verformung in der age ist Kräfte, die quer zu seiner ystemachse wirken, aufzunehmen. Die



TC

größte Tragfähigkeit wird erreicht, wenn beide Gurte vorhanden sind. Die Ausbildung von doppelten (sich kreuzenden) Diagonalen ist nicht immer notwendig. Bei den *Fällen .24, .42 und .44* werden die Stäbe durch die Vorspannung des Systems zugbeansprucht. Es sind also in der Regel keine Druckstäbe notwendig — d.h. es handelt sich dabei nicht um echte Tensegrity-Systeme.

Die gezeigten Träger ohne Querstabilisierung werden in paralleler oder radialer Addition für Dachkonstruktionen verwendet. Oft sind diese jedoch durch zusätzliche Zugelemente querstabilisiert, sie bilden dann ein Flächentragwerk (*2 No*), *vgl. Abschnitt 1.2*.

Träger mit Querstabilisierung weisen einen polygonalen Querschnitt auf. Sie lassen sich in 27 verschiedene Typen gliedern, je nach Krümmung der Gurtseile. Die *Abb. TB* zeigt die 9 verschiedenen Gurtkombinationen in der Seitenansicht, sowie drei verschiedene Verlaufsmöglichkeiten im Querschnitt. Der Trägerquerschnitt ist exemplarisch als Dreiecksquerschnitt dargestellt. Die Bezeichnung o steht für gerade, + für positiv geknickt und — für negativ geknickte Gurte. Der Code ooo bezeichnet also einen prismatischen Träger, bei dem alle Gurte geradlinig, im Normalfall also parallel zueinander verlaufen. Die Obergurt-Untergurt-Kombinationen o-,-o und -- sind keine echten Tensegrity-Systeme, da die Stäbe im Normalfall zugbeansprucht sind.

Diese vorgestellten 27 Grundtypen von 1 No lassen sich je nach Verlauf der Dioagonalen und je nach Anordung der Druckstäbe jeweils in 8 verschiedene Arten unterteilen. Diese können als Formvarianten der Grundtypen betrachtet werden: Bei der Lage der Diagonalen wird nach Flächendiagonalen (F) und Raumdiagonalen (R) unterschieden. Bei den Druckelementen gibt es eine periphere (p) und eine radiale Lage (r), wobei jeweils die Druckelemente völlig voneinander getrennt sein können (d) oder sich innerhalb einer Tensegrity-Einheit berühren (t). In dem letzteren Fall liegt eine « Teilkontinuität » der Druckelemente vor. Als Beispiel für die beschriebene Unterteilung der Grundtypen sind in *Abb. TC* für den Grundtyp ooo die sinnvollen Arten jeweils für einen dreieckförmigen und einen viereckförmigen Querschnitt dargestellt.

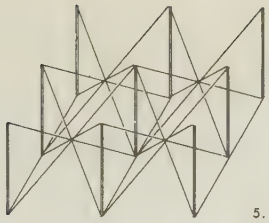
1.2 *Offene zweidimensionale Tragwerke*

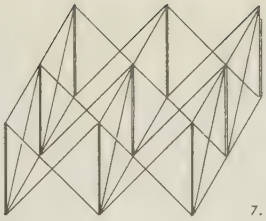
Die in der Matrix 1 als 2 No bezeichneten offenen zweidimensionalen Tragwerke mit Druckstabnormallage, wirken als zweilagige Flächentragwerke und werden

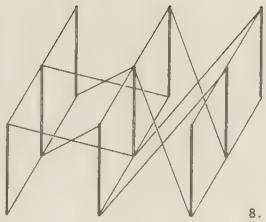
Diagonalen-Charakteristik / Gurt-Charakteristik			Flächendiagonalen				Raumdiagonalen				wechsel von Raum- und Flächendiagonalen
			einfach		doppelt		einfach		doppelt		
			einläufig	zweiläufig	einläufig	zweiläufig	einläufig	zweiläufig	einläufig	zweiläufig	
einlagiger Gurt	einläufig		X	X	X	1.	X	X	X	2.	3.
	reguläres Netz zweiläufig		X	X	X	4.	X	X	X	5.	6.
zweilagiger Gurt	einläufig	gleichlaufend	X	X	X	7.	X	8.	9.	10.	11.
		in einem beliebigen Winkel zueinander	X	12.	X	13.	X	14.	15.	16.	17.
	einläufig + reguläres Netz zweiläufig	gleichlaufend	X	18.	X	19.	X	20.	21.	22.	23.
		in einem beliebigen Winkel zueinander	X	24.	25.	26.	X	27.	28.	29.	30.
	reguläre Netze zweiläufig	gleichlaufend	X	31.	32.	33.	X	34.	35.	36.	37.

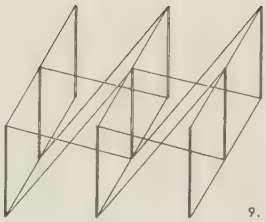
TD

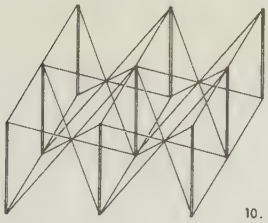
T16. *Zusammengesetzter Polyeder; Strukturformel 20 T2.3/2;* **TA.** *Offene Systeme: der Zusammenhalt wird durch Nebenelemente erzielt (Beispiele von Systemen 1. Ordnung);* **TB.** *9 verschiedene Kombinationen an den Kanten (der Stirnseite) und 3 verschiedene Möglichkeiten für den Verlauf der Krümmung (Grundriß): insgesamt 27 Typen;* **TC.** *Systeme 1. Ordnung, Standard OOO; bedeutende Formen für drei- und viereckige Schnittflächen;* **TD.** *Tragwerke zweidimensional offen: die 37 möglichen Typen;* **TE.** *7 Hauptarten von zweidimensionalen offenen Tragwerken;* **TF.** *Befestigung mithilfe einzelner Verankerungen, vorgeschlagen von Peter Rudolf für die Bedeckung eines Bauwerks mit kreisförmigem Grundriß;* **TG.** *Befestigung mithilfe durch Druck belasteter Seitenelemente;* **TK.** *Geschlossenes System: das Tragwerk ist stabil unabhängig von seiner Raumlage; Beispiel vom System 2. Ordnung;* **T3.** *Lineare Addition Einheit TWIST, jede mit 3 Druckbarren; Strukturformel 4 T2.3/2;* **TH.** *Tragwerke geschlossen monodimensional: drei Beispiele des Typs OOO zt;* **TJ.** *Tragwerke geschlossen dreidimensional: Entwurf K. Snelson;* **T2.** *Einheit TWIST gebildet von 4 Stangen, Strukturformel T 4.3/3;* **T4.** *Lineare Addition Einheit TWIST mit der Strukturformel 6 T2.3/2;* **T8.** *Lineare Addition Einheit TWIST überlagernd, ausgerüstet mit drei Stangen und einer doppelten Seitenverkleidung;* **T5,T6,T7.** *Lineare Addition Einheit T4.3/3;* **T7A.** *Prismatisches Tragwerk;* **T9,T10,T11,T12,T13,T14,T15,T16.** *Dreidimensionale Tragwerke mit Druckbarren in der Position TWIST; Arten der Addition im Raum, mit den äußeren Enden der Druckbarren gemäß den Kanten der Polyeder geordnet;* **T17.** *Zusammengesetzte Form der Einheit tensegrity.*

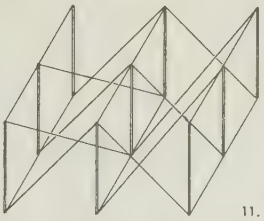

5.

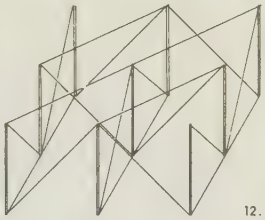

7.

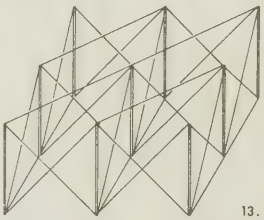

8.

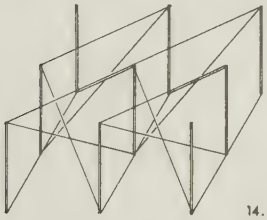

9.

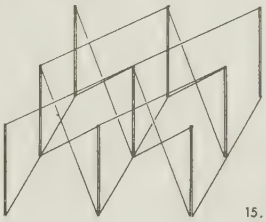

10.

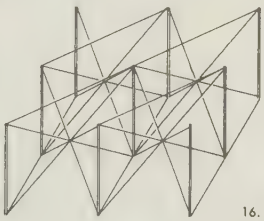

11.

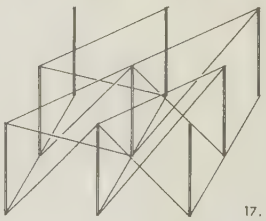

12.

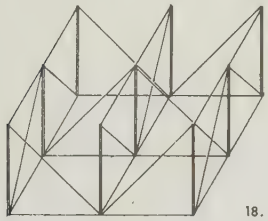

13.

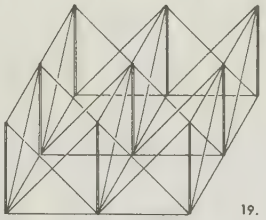

14.

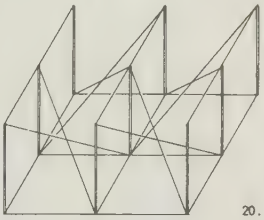

15.

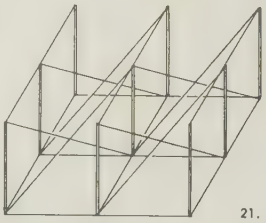

16.

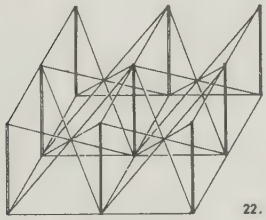

17.

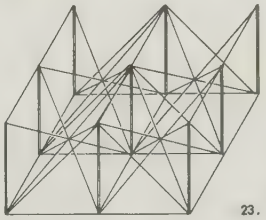

18.

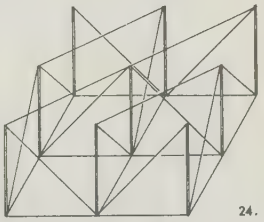

19.

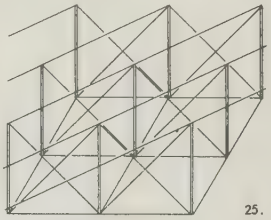

20.

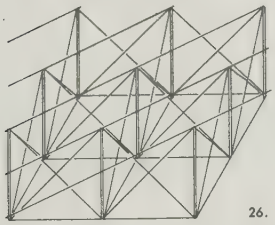

21.

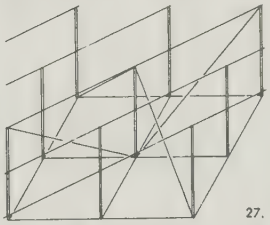

22.

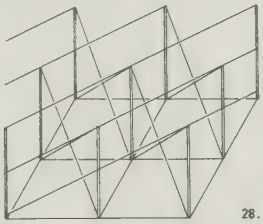

23.

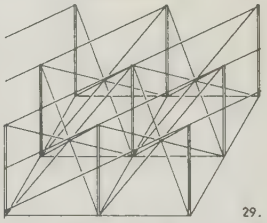

24.

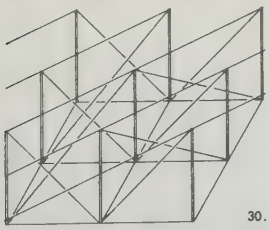

25.

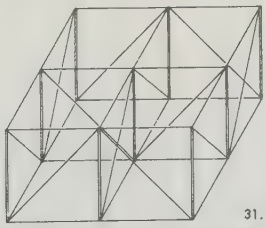

26.

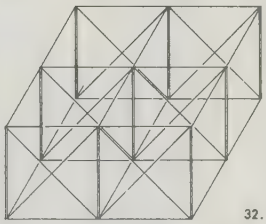

27.

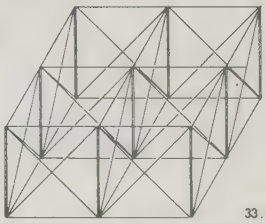

28.

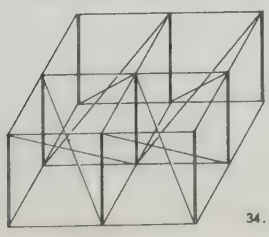

29.

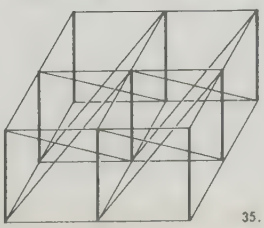

30.

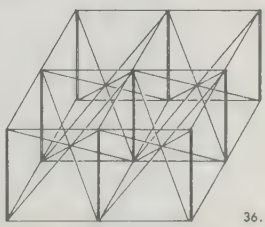

31.

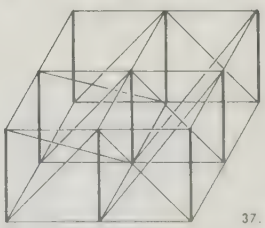

32.


33.


34.


35.


36.


37.

entsprechend ihrer Gurt- und Diagonalencharakteristik in verschiedene Typen unterteilt. Die Matrix der *Abb. TD* gibt eine Übersicht über die 37 möglichen Typen für eine Anordnung der Druckstäbe in den Knoten eines Quadratnetzes. Diese Übersicht soll die mögliche Differenzierung exemplarisch für alle anderen Netzarten darstellen. Die interessantesten der 37 Typen sind in der *Abb. TE* dargestellt. Werden diese Tragwerke zum Beispiel zur Überdachung eines rechteckigen Grundrisses angewendet, so ist es in der Regel sinnvoll einläufige zweilagige Gurte zu verwenden. Tragwerke mit einlagigen Gurten weisen in der Regel eine geringe konstruktive Effizienz auf, in der *Abb. TE* ist deshalb nur ein Beispiel aufgeführt. Bei dem Vorschlag von Peter Rudolf für die Überdachung eines kreisförmigen Grundrisses, vgl. *Abb. TF,* handelt es sich um ein Flächentragwerk mit doppelten Flächendiagonalen und mit zweilagigen Gurtnetzen, die trapezförmige Maschen bilden. In dem äußeren Bereich sind zwischen den Kreuzpunkten der Flächendiagonalen zusätzliche Tensegrity-Elemente eingefügt.
Mit den beschriebenen Typen lassen sich auch einseitig gekrümmte und zweiseitig gekrümmte Flächentragwerke herstellen. Ein kuppelförmiges Tragwerk mit zweiläufigem Obergurt und einläufigem Untergurt, bei dem die Zugelemente in einem Druckring enden, zeigt die *Abb. TG*. Buckminster-Fuller hat diese Form 1961 als Modell gebaut und als « Aspension Tensegrity »-Kuppel bezeichnet.

1.3 *Offene dreidimensionale Tragwerke*

Tensegrity-Tragwerke mit dreidimensionaler Tragwirkung, die offen sind (3 No), ergeben in der Regel keine sinnvollen Tragwerkstypen. Ist eine Abspannung nach vier oder mehr Richtungen im Raum notwendig, so wirken sie wie Raumseilnetze. Denkbar sind jedoch Raumseilnetzkonstruktionen mit partiellen dreidimensionalen Tensegrity-Einheiten. Da es sich hierbei um Mischkonstruktionen von Tensegrity-Tragwerksystemen mit anderen Tragwerksystemen handelt, werden diese Konstruktionen hier nicht behandelt.

1.4 *Geschlossene eindimensionale Tragwerke*

Geschlossene Tensegrity-Tragwerke in Normallage (1 Ng) sind nur möglich, wenn sich die Druckstäbe überlappen. Dabei können die Druckstäbe wie in 1.1 beschrieben entweder peripher (p) oder zentral (z) angeordnet sein und jeweils entweder völlig voneinander getrennt sein (d) oder eine Teilkontinuität bilden (t). Eine Kennzeichnung für die Lage der Diagonalen einzuführen erscheint als nicht sinnvoll. Die *Abb. TH* zeigt 3 Beispiele des Typs ooo z t. Dabei bilden die Eckpunkte der zusammenstoßenden Druckelemente Tetraeder, Hexaeder bzw. Oktaeder.
Bedingt durch den grundsätzlich größeren Materialaufwand infolge der Überlappung der Druckstäbe, sind diese geschlossenen Systeme in der Regel weniger effizient als die offenen. Sie erscheinen lediglich für die Anwendung als Türme sinnvoll, wenn es darum geht relativ geringe Lasten über sehr große Strecken zu übertragen.

1.5 *Geschlossene zweidimensionale Tragwerke*

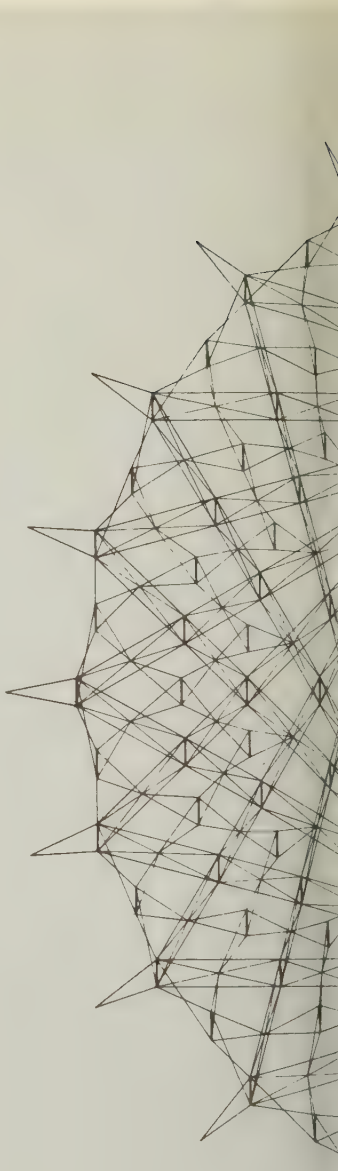
Die geschlossenen Flächentragwerke mit Druckstäben in Normallage (2 Ng) lassen sich ähnlich differenzieren wie die in Abschnitt 1.2 beschriebenen offenen Systeme, wabei die Unterscheidung nach der Lage der Diagonalen jedoch nicht sinnvoll erscheint.
Dem Vorteil der Geschlossenheit steht der Nachteil gegenüber, daß sie gegenüber den offenen Systemen wesentlich materialaufwendiger sind und mehr Knotenpunkte aufweisen, sodaß ihre konstruktive Effizienz relativ niedrig anzusetzen ist.

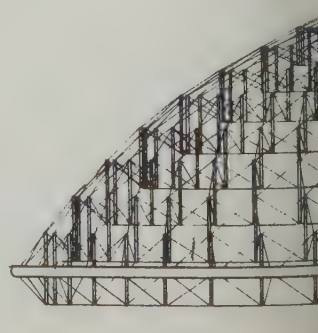
1.6 *Geschlossene dreidimensionale Tragwerke*

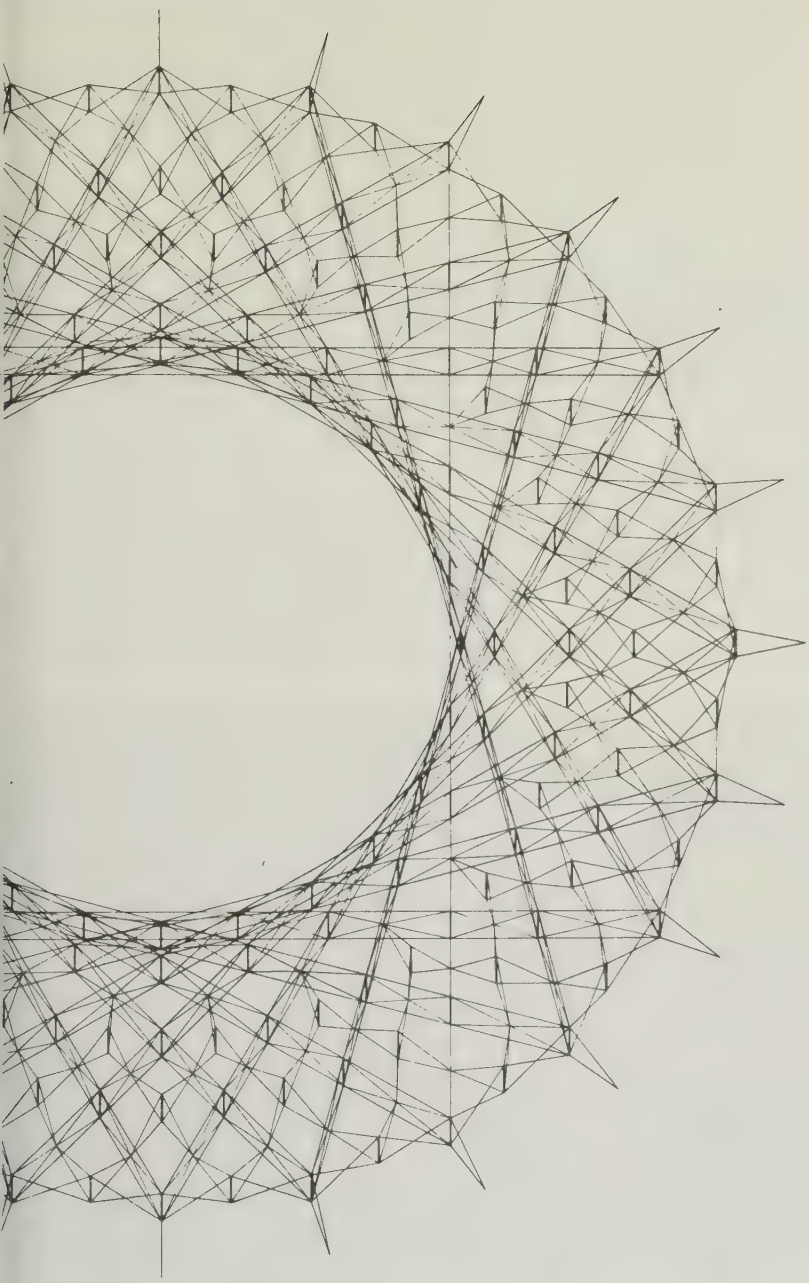
Geschlossene dreidimensionale Tensegrity-Tragwerke mit Druckstäben in Normallage (3 Ng) sind für dichte Wohnagglomerationen evtl. sinnvoll anwendbar. Sie weisen gegenüber den Raumseilnetzen den Vorteil auf, daß sie keine seitlichen und vertikalen Abspannungen benötigen. Sie sind also additiv verwendbar. Die *Abb. TJ bis TL* zeigen Strukturmodelle von Kenneth Snelson, die jeweils 3 Ng-Systeme darstellen. Wenn auch der Materialaufwand bei diesen Systemen relativ hoch ist, so sind sinnvolle Anwendungen dann denkbar, wenn leicht zu montierende und zu demontierende Konstruktionen gefordert werden und wenn die zu übertragenden Kräfte relativ klein sind. Zu beachten ist jedoch, daß die Längen der Druckstäbe relativ klein sein sollten, um eine Biegebeanspruchung infolge von Eigengewicht weitgehend auszuschalten.

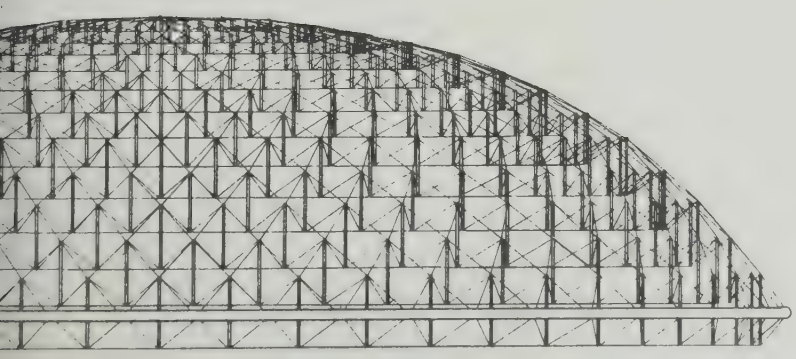
2. Tensegrity-Tragwerke mit Druckstäben in Twistlage

Während die Verwendung von Tense-


TF


TG





grity-Tragwerken mit Druckstabnormallage für offene Systeme am ehesten geeignet erscheint, sind die Tensegrity-Tragwerke mit Druckstäben in Twistlage in erster Linie für geschlossene Systeme geeignet. Die offenen Systeme weisen die gleichen Merkmale und Ordnungsprinzipien wie die geschlossenen Systeme auf, es entfällt lediglich die Bedingung der Überlappung der Druckstäbe. Aus diesem Grund werden im folgenden nur die geschlossenen Systeme erläutert.

Wie bereits erwähnt, sprechen wir von einer Twistlage der Druckstäbe, wenn diese innerhalb einer Tensegrity-Einheit in einer bestimmten Drehrichtung zueinander geordnet sind, sodaß nie zwei oder mehr Stäbe in einer Ebene liegen. Vergleiche z.B. *Abb. T3*, bei der Twist-Einheiten mit je 3 Druckstäben vorhanden sind. Dabei kann jedoch jeder Stab als ein Teil von zwei verschiedenen Twiststrukturelementen (jeweils aus 3 Stäben) aufgefaßt werden. Wir sprechen dann von überlagerten Twiststrukturen. In diesem Fall besteht die Twist-Einheit also aus zwei Twiststrukturelementen.

In den folgenden Abschnitten werden verschiedene lineare, flächige und räumliche Additionen von Twist-Einheiten erläutert. Für diese Tensegrity-Tragwerke aus Twist-Einheiten wurde eine Strukturformel entwickelt, die die wichtigsten Merkmale bezeichnet.

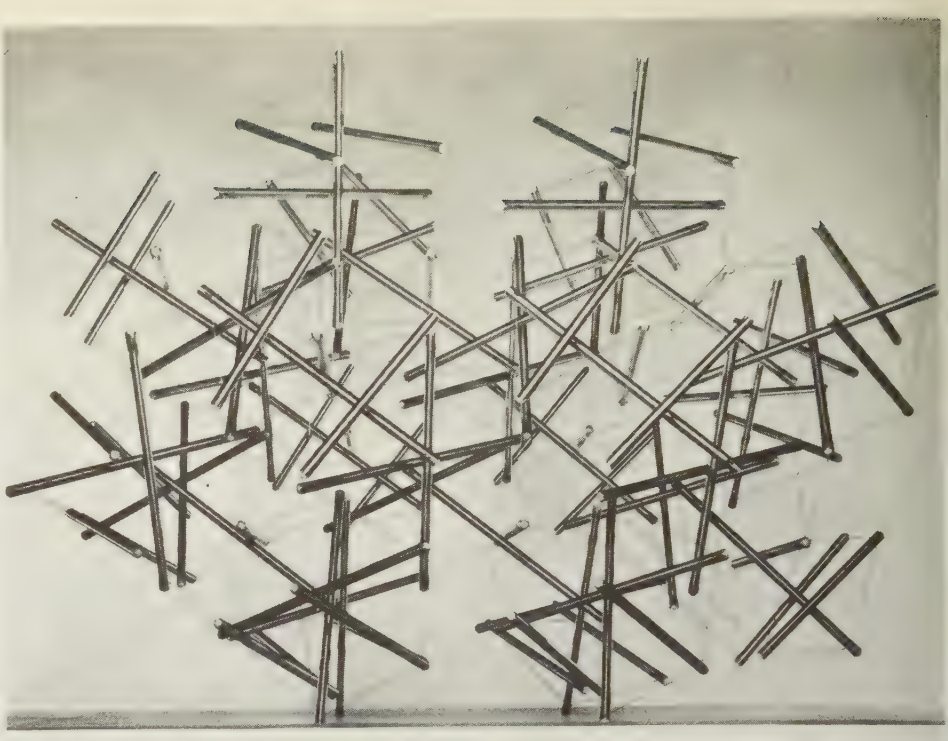
Das einfachste Twist-Element besteht aus 3 Druckstäben, die nicht überlagert sind, und wird mit T3 bezeichnet Stehen die drei Stäbe wie in den *Abb. T3 und T4* in Form einer Doppelpyramide, bei der jeder Stab als Bestandteil von zwei Twist-Strukturelementen aufgefaßt werden kann, so steht dafür die Strukturformel $T_{2.3/2}$. Der Index der Twist-Einheit T beinhaltet die Formel für die Summe der Druckstäbe je Twist-Einheit. Dabei bedeutet die Zahl 3 die Anzahl der Druckstäbe je Twist-Einheit, die Zahl 2 unter dem Bruchstrich den Grad der Überlappung und die Zahl 2 im ersten Faktor die Anzahl der Twist-Strukturelemente je Twist-Einheit. Die allgemeine Formel für die Anzahl von Druckstäben (D) eines Tensegrity-Systems aus gleichartigen Twist-Einheiten lautet:

$$D = \frac{n \cdot t \cdot d}{u}$$

Dabei ist n die Anzahl der Twist-Einheiten, t die Anzahl der Twist-Strukturelemente je Twist-Einheit, d die Anzahl der Druckstäbe je Twisteinheit und u der Überlappungsgrad (= Anzahl der Überlappung + 1).

2.1 *Eindimensionale Tragwerke mit Druckstäben in Twistlage*

Das turmartige Gebilde der *Abb. T3* stellt eine lineare Addition von 4 dieser Twist-Einheiten dar, wird mit 4 $T_{2.3/2}$ bezeichnet, und besitzt also $4 \cdot 2 \cdot 3/2 =$ 12 Stäbe. Die Drehrichtung der Twist-Einheit ist dabei jeweils gleich. Bei der *Abb. T4*, einer linearen Addition von Twist-Einheiten mit der Strukturformel 6 $T_{2.3/2}$ weisen benachbarte Twist Einheiten jeweils gegenläufige Drehrichtungen auf.
Abb. T2 zeigt eine Twist-Einheit aus 4 Stäben mit der Strukturformel $T_{4.3/3}$ Auch aus dieser lassen sich durch lineare Addition turmartige Gebilde erzeugen, wie die *Abb. T5 bis T7* zeigen.
Werden die Twist-Einheiten für prismatische Tragwerke verwendet, so entstehen Typen wie sie *Abb. T7A* zeigt. Diese Formen haben den Typencode ooo z d (vergleiche Abschnitt 1.1) und stellen Additionen von Twist-Einheiten aus 2,3 bzw. 4 Stäben dar.



TK

2.2 *Zweidimensionale Tragwerke mit Druckstäben in Twistlage*

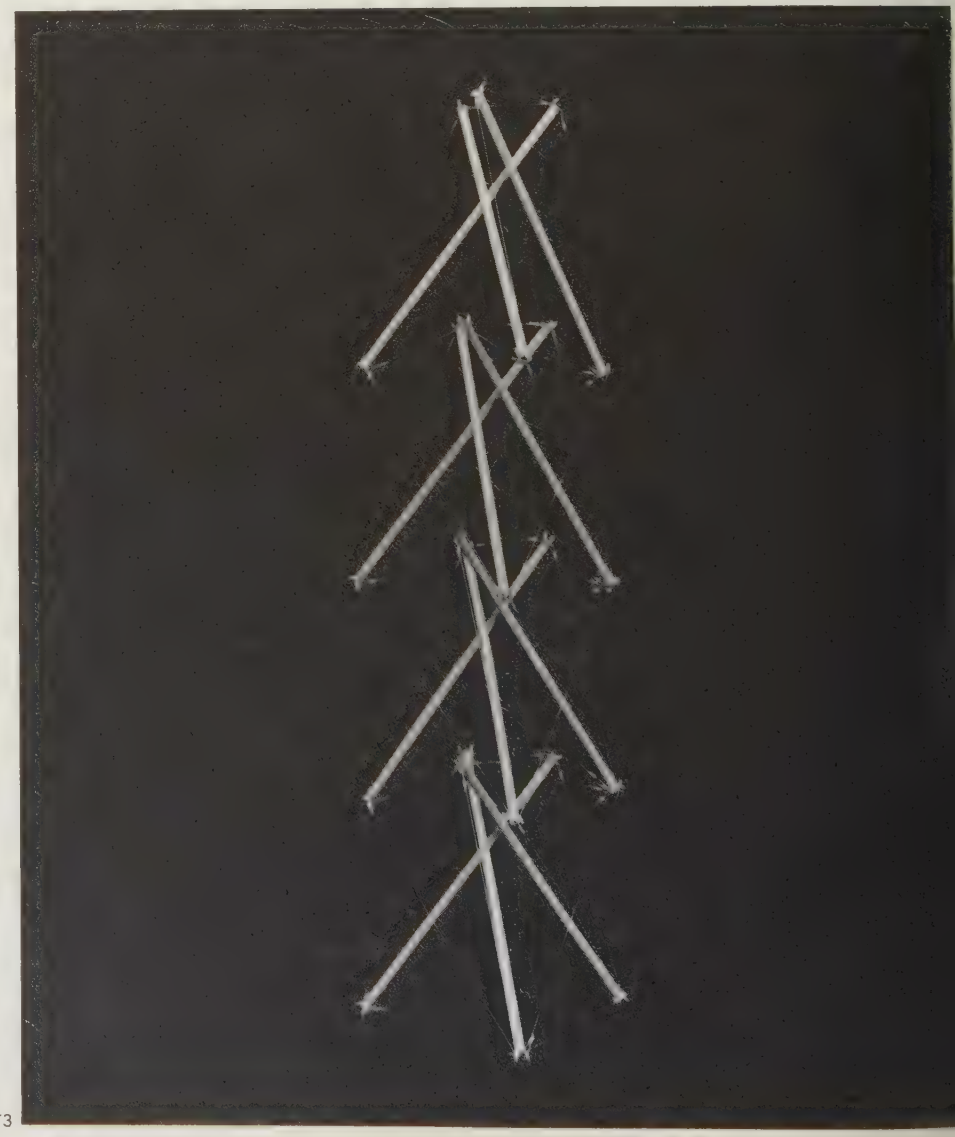
Eine flächige Addition von zweifach überlagerten Twist-Einheiten aus 3 Stäben zeigt die *Abb. 7B*. Mit dieser Struktur lassen sich sowohl ebene als auch einseitig gekrümmte und zweiseitig gekrümmte Flächentragwerke erstellen. *Abb. T16* zeigt einen Polyeder aus diesen Elementen mit der Strukturformel 2o $T_{2.3/2}$. Bei diesem Typ ist jedoch zu bemerken, daß einmal bedingt durch die ungünstigen Anschlußwinkel der Zugelemente sehr hohe Vorspannkräfte notwendig sind und daß zum anderen die Stabilität solcher Flächentragwerke relativ gering ist. Wesentlich stabiler ist die Addition aus überlagerten 3-Stab-Twist-Einheiten mit zweiläufigen Gurtnetzen, wie sie die *Abb. T8* zeigt. Hierbei ist jedoch der Materialaufwand und die Anzahl der Knoten wesentlich größer als bei entsprechenden offenen Systemen.

2.3 *Dreidimensionale Tragwerke mit Druckstäben in Twistlage*

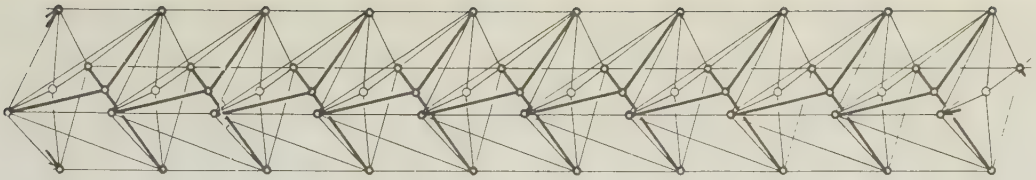
Die Abbildungen *T9 bis T15* zeigen räumliche Additionen von Twist-Einheiten. Die außenliegenden Enden der Druckstäbe bilden dabei Polyederkanten.

ZUR REALISATION

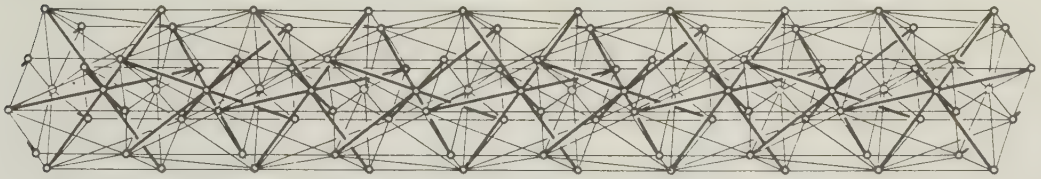
Bisher wurden Tensegrity-Konstruktionen in der Regel lediglich als Kunstgegenstände oder als Struktur- bzw. Testmodelle gebaut. Als Tragwerke wurden bislang erst einige Seilbindertypen als ein-



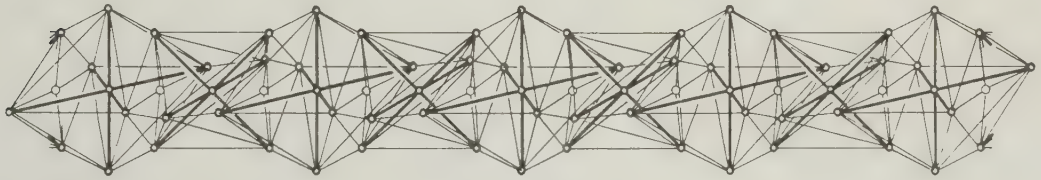
T3



000 z t

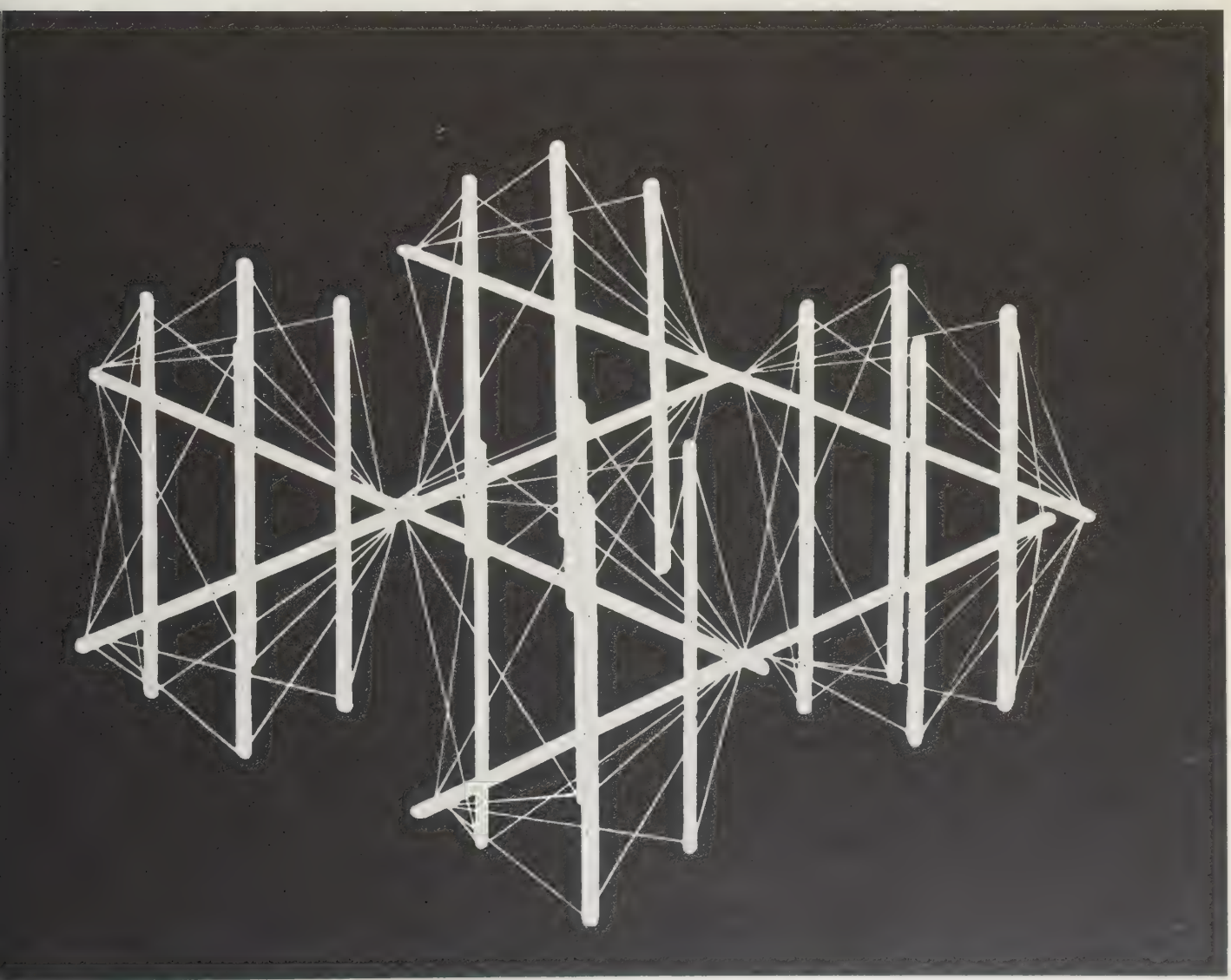


000 z t

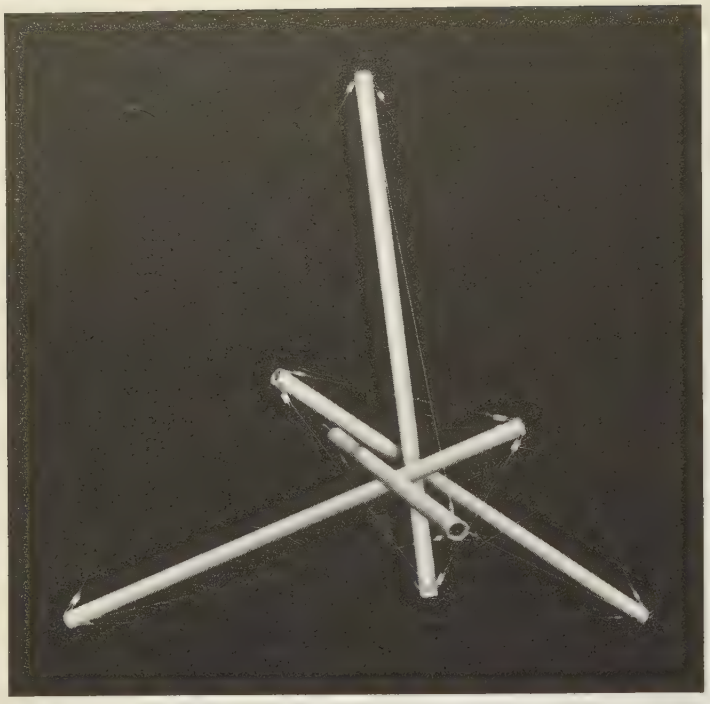


000 z t

TH

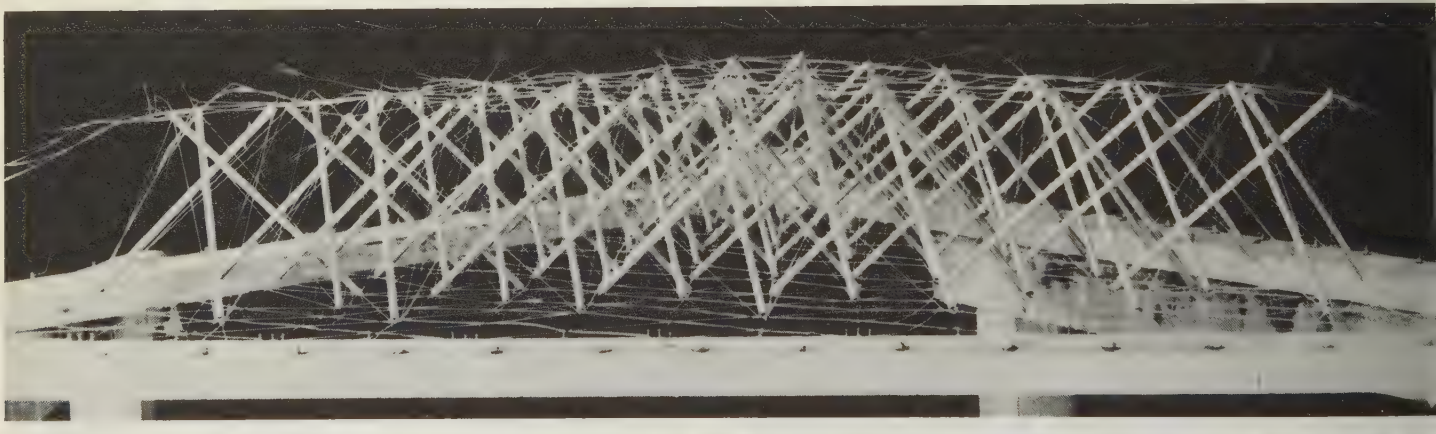


TJ



T2



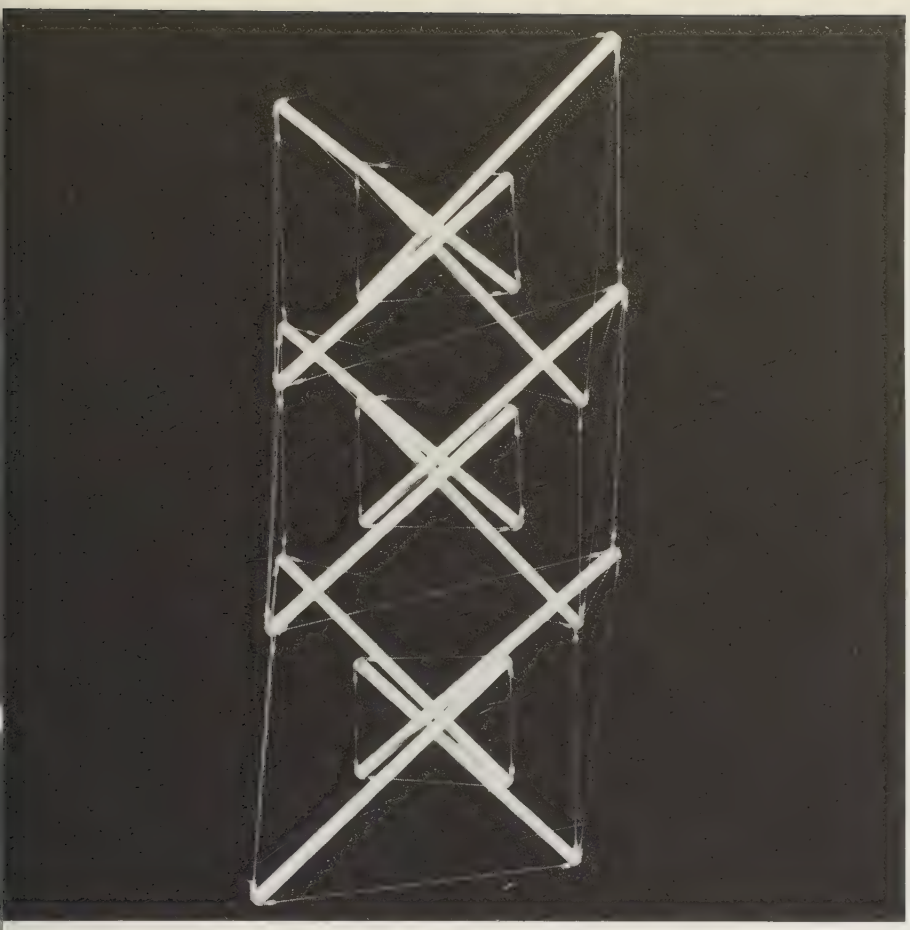


T8



T5





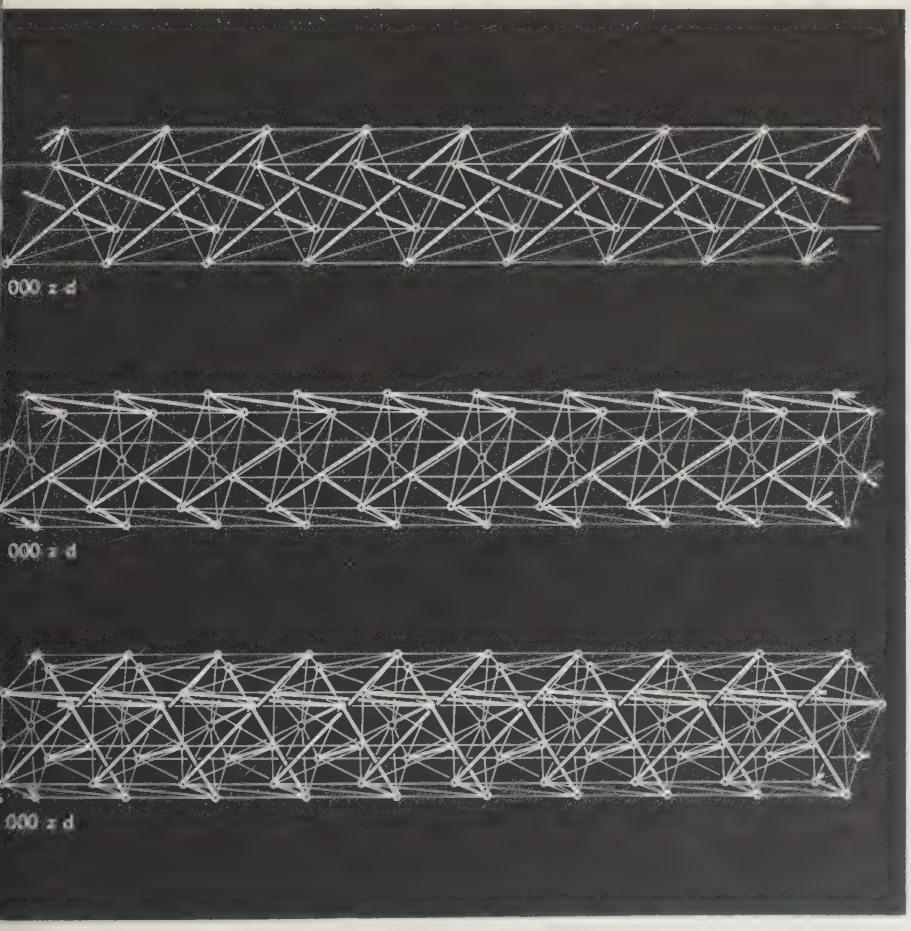
T7

oder zweidimensionale offene Tensegrity-Tragwerke mit Druckstäben in Normallage angewendet. Dies liegt einmal daran, daß die Tensegrity-Tragwerkssysteme noch relativ jung und unbekannt sind, und zum anderen daran, daß es sehr schwer ist, das statisch-konstruktive Verhalten von komplizierteren Systemen zu erfassen. Daraus folgt, daß es schwierig ist, für eine bestimmte konstruktive Aufgabe das richtige System zu ermitteln und dessen Form zu optimieren. Es gibt zwar Stabwerkprogramme, die es ermöglichen für bestimmte Lastfälle die Spannungen in ein- und zweidimensionalen Tensegrity-Tragwerken mithilfe eines Computers zu ermitteln, jedoch ist der rechnerische Aufwand relativ hoch.

Wie in Abschnitt C angedeutet, weisen die einzelnen Systeme einer sehr unterschiedliche Effizienz im Hinblick auf ihre Aufgabe, bestimmte Kräfte zu gegebenen Auflagern zu übertragen, auf. Der Nachteil der Tensegrity-Tragwerke liegt neben ihrer komplizierten Kraftabtragung besonders in der relativ großen Anzahl von Knoten, sodaß Detailausbildung und Montage relativ arbeitsaufwendig sind. Dies gilt besonders für geschlossene Systeme. Diesen Nachteilen stehen die Vorteile gegenüber, daß die Tragwerke relativ leicht sind, und daß es möglich ist, die Tragwerke aus wenigen vorgefertigten Standardelementen zusammenzusetzen, sodaß es möglich ist, mit einem « Baukastensystem » die verschiedensten Systeme zu bauen.

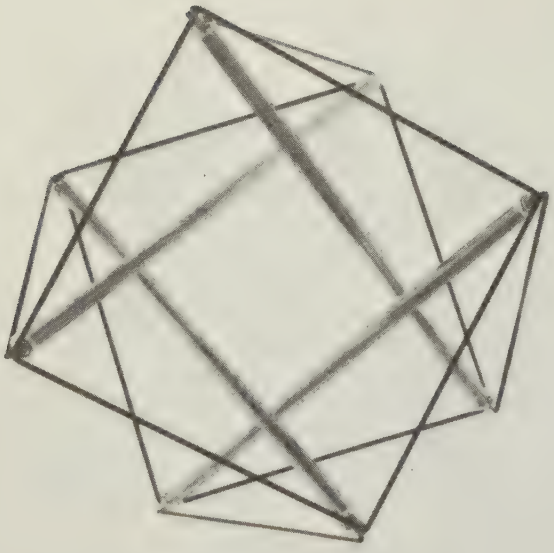
Für kleinere Bauten können Tensegrity-Systeme dann wirtschaftlich sein, wenn es darum geht leicht montierbare und demontierbare Bauwerke zu schaffen. Bei großen Spannweiten haben voraussichtlich Mischkonstruktionen aus Tensegrity-Systemen und anderen Tragwerkssystemen die größte Chance interessante neue Lösungen mit großer Wirtschaftlichkeit zu ermöglichen.

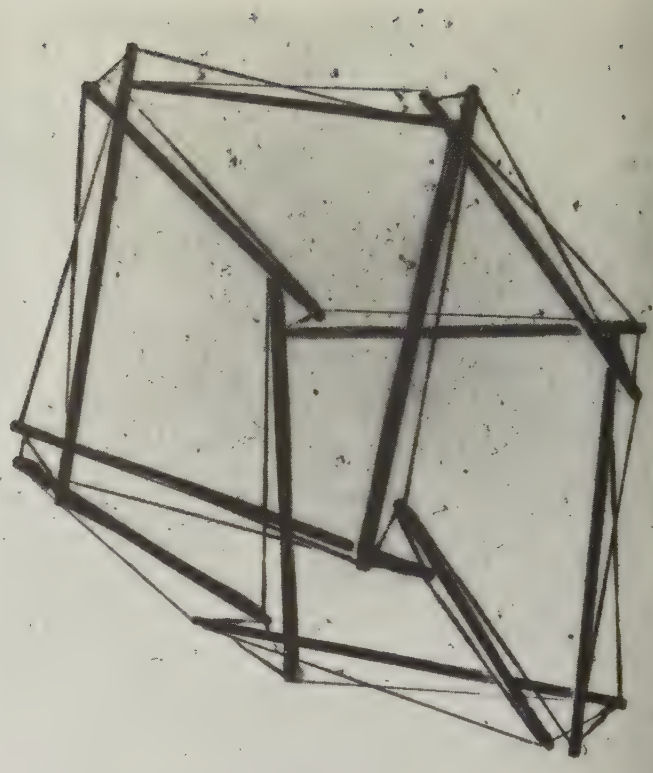
GERNOT MINKE



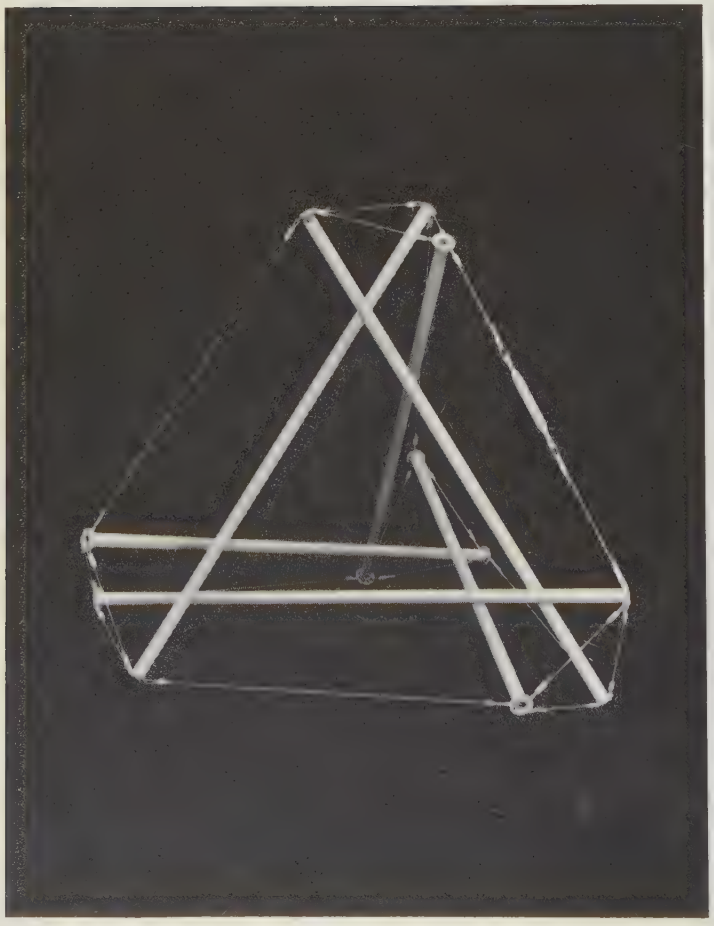
T7A

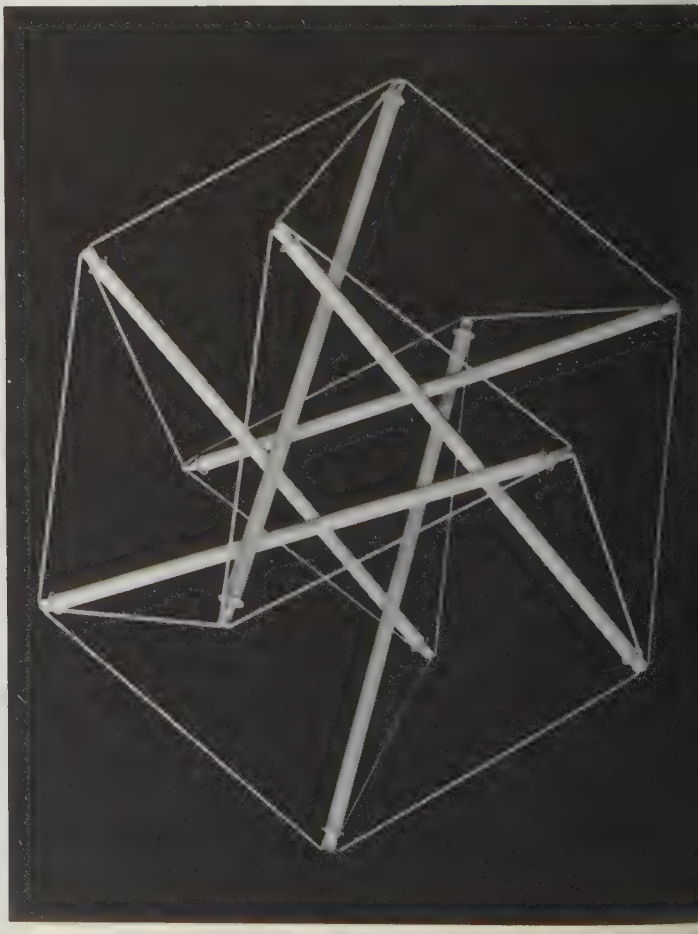
Diese Arbeit bringt Ergebnisse aus einem Forschungsgebiet mit dem sich der Autor seit 2 Jahren beschäftigt. Die Abbildungen zeigen – soweit keine Autoren genannt sind – Ergebnisse einer Untersuchung, die unter Leitung des Autors mit Studenten der Universität Stuttgart in einem Kompaktseminar 1970 am Institut für Unweltplanung Ulm durchgeführt wurde.
Ideen und Projekte aus weiteren Forschungsgebieten des Autors werden auf den Seiten bis vorgestellt.



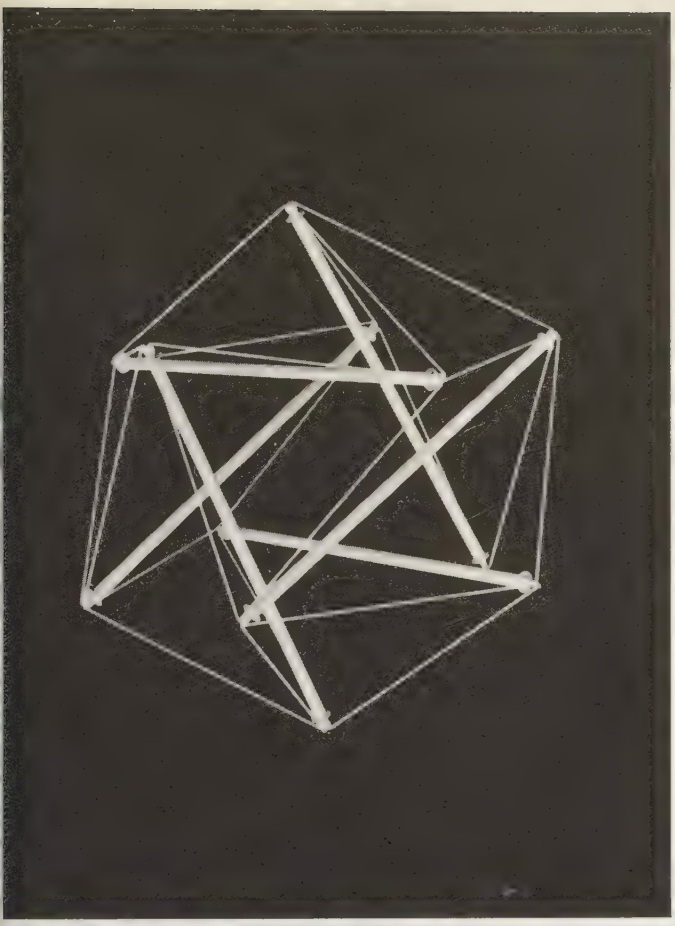


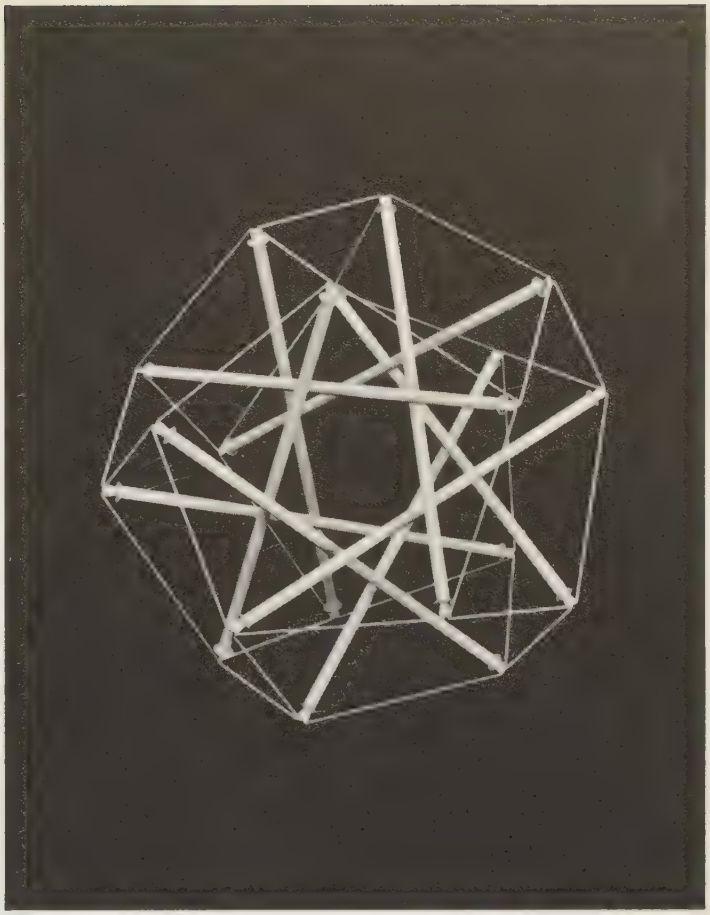
T9



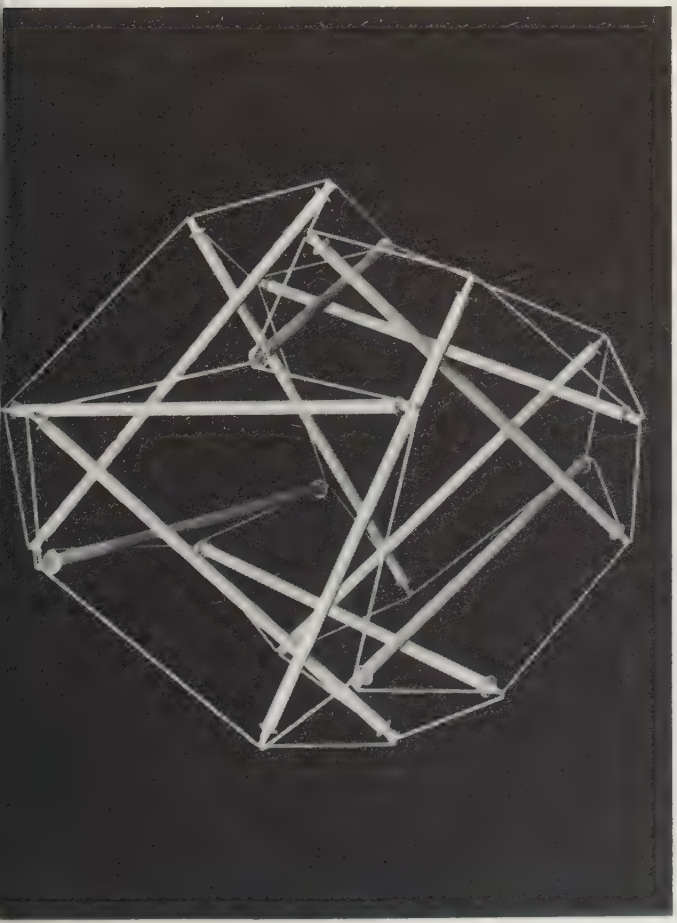


T11





T14





T16

TENSOSTRUTTURE IN CAVI DI ACCIAIO

Margherita Paolini

1
TENSOSTRUTTURE: CARATTERISTICHE GENERALI

L'elevata resistenza alla trazione dell'acciaio, unita all'alto rendimento tipico della trazione pura, fanno delle funi metalliche l'elemento strutturale ed economico ideale per la copertura di grandi spazi liberi: poiché nel modo di lavorare di una fune si raggiunge l'utilizzazione più razionale del materiale acciaio — impiegando funi di acciaio ad alta resistenza — si equilibrano i carichi con soli sforzi positivi, ossia di trazione, permettendo l'impiego di sezioni resistenti estremamente ridotte: il risultato è che una carpenteria realizzata con cavi è dieci volte più leggera della carpenteria metallica tradizionale e circa cento volte più leggera della corrispondente ossatura in c.a.

La leggerezza delle coperture a cavi permette come conseguenza di ridurre i carichi di fondazione e di effettuare il montaggio senza i tradizionali impalcati di sostegno: tutte importanti e vantaggiose semplificazioni del processo costruttivo.

Per lungo tempo tuttavia l'applicazione del sistema di copertura a funi è stata fortemente limitata dal fatto che tale tipo di struttura ha la tendenza a « sbattere » sotto l'azione di carichi dinamici.

Infatti l'alta efficienza del cavo è dovuta soprattutto alla flessibilità, che gli consente di adeguare la sua forma alle sollecitazioni e di ottenere una perfetta ripartizione degli sforzi sulla sua sezione. Però proprio tale flessibilità ed il suo basso peso, in relazione alle luci, portano all'inconveniente che la copertura a funi è estremamente sensibile agli effetti di sollevamento da vento, a vibrazioni e in genere, a fenomeni di instabilità formale dovuti a carichi dinamici e asimmetrici *(fig. 7)*.

Pertanto lo studio degli effetti aerodinamici e quello conseguente dei sistemi di irrigidimento e controventamento hanno costituito, in questi anni, l'aspetto predominante nella ricerca di un più vasto campo di applicabilità delle coperture a cavi.

In particolare l'Istituto di aerodinamica di Dresda, l' Institut Technique et Plastique de Recherche sur les Voiles Prétendues (I.T.P.R.V.P.) di Parigi, l'Istituto di Strutture Leggere di Stoccarda di Frei Otto e il Centro di ricerche Jawerth a Ronneby (Svezia), stanno eseguendo una accurata serie di studi sull'effetto delle pressioni e depressioni da vento e sui fenomeni di vibrazione e risonanza in base ad esperienze eseguite su modelli e dal vero su costruzioni già realizzate. Si è andato così via via perfezionando un sistema di carpenteria a cavi di rigidità sufficiente a contenere le deformazioni entro un campo ammissibile per la struttura e per il manto di copertura e di cui riassumiamo in breve i passaggi fondamentali.

Partendo dalla constatazione dell'alta deformabilità del cavo liberamente sospeso, si è in un primo tempo completato tale cavo con un controcavo di tensione a curvatura opposta, per resistere agli effetti di depressione da vento. Il collegamento fra i due sistemi di cavi a curvatura opposta viene realizzato attraverso una serie di tiranti o di puntoni verticali *(fig. 8)*.

Il sistema così ottenuto permetteva tuttavia ancora spostamenti orizzontali sotto l'azione del vento e di carichi asimmetrici. Infatti l'azione di un carico non uniformemente riportato nei punti di collegamento fra i cavi ad opposta curvatura, aumenta la tensione dei cavi superiori e diminuisce la tensione di quelli sottostanti (o viceversa a seconda che si tratti di carichi agenti verso il basso o degli effetti di depressione da vento). Questa diminuzione di tensione può arrivare fino alla detensione completa di uno dei due sistemi di cavi e quindi *determinare nuovamente il fenomeno dello « sbattimento »*.

Perché non vi sia deformazione, è necessario e sufficiente che, dato un sovraccarico qualunque esterno al sistema questo venga equilibrato da una forza potenziale interna di segno opposto che intervenga nello stesso istante. È stato perciò studiato e messo a punto un criterio che permette di realizzare l'effettivo irrigidimento delle funi contro gli effetti provocati dai carichi dinamici asimmetrici: il criterio della *presollecitazione* delle funi al momento della loro messa in opera.

Tale presollecitazione imposta ai cavi durante il montaggio, detta *pretensione*, costituisce appunto quella forza potenziale interna al sistema che interviene ad equilibrare i sovraccarichi esterni: la sua entità sarà tale da impedire che in alcun caso tali sovraccarichi rischino di annullare la tensione in uno qualunque degli elementi costitutivi della copertura.

La pretensione può essere nel modo più semplice applicata mediante il controcavo stesso di stabilizzazione e da essa trasmessa al sistema portante attraverso tiranti o puntoni *(vedi fig. 8)*.

Il cavo portante e il cavo di tensione potranno giacere in un medesimo piano (*sistema monodimensionale* tipo Jawerth

i fig. 9) oppure in due piani ortogo-
(maglia o reticolo *bidimensionale* ti-
Sarger, *vedi fig. 10).* Nel primo caso
emo una superficie a semplice curvatu-
nel secondo una superficie a doppia
vatura opposta. Un sistema ancora più
do si può ottenere impiegando due
di cavi a distanza, dove la pretensio-
si ottiene collegando i due strati me-
nte tiranti o puntoni: la messa sotto
rzo di questi elementi determina la
tensione nelle funi *(vedi figg. 11 e 12).*
temi spaziali).

sistema della pretensione delle funi
ibra avere notevolmente ovviato ai
etti presentati dalle prime realizzazio-
di coperture a cavi, inerenti alle solle-
azioni dovute ai carichi asimmetrici e
nediocre ammortizzamento interno de-
effetti dei carichi dinamici, ed ha
rto notevoli possibilità di applicazione
tensostrutture.

imite minimo del campo di applica-
tà da esse attualmente offerto, ad un
zzo di costo relativamente economico,
ntorno ai 40 metri di luce libera e di-
ide dal fatto che gli ancoraggi e gli
icchi sono ancora abbastanza onerosi
etto al costo del cavo stesso. L'eco-
nia comparativa con i procedimenti
lizionali cresce però con la portata e,
luci libere dell'ordine degli 80 me-
le tensostrutture sono già decisa-
nte competitive *(fig. 13).*

esto sistema, che non ha bisogno né
ingombranti casserature, né di pon-
gi intermedi, non ostacola altre fasi
costruzione simultanea, potendo così
ere abbinato a sistemi di prefabbrica-
ne totale diminuendo fortemente i
ipi di cantiere.

lla tabella A possiamo vedere un ti-
o programma dei lavori per una co-
izione media. Si noti che il tempo di
nitura è condizionato al tempo di con-
na dei fornitori delle funi.

quanto concerne il limite massimo,
è il cavo che limita il progettista,
ché utilizzando gli acciai più resisten-
un cavo si rompe sotto il suo peso per
a portata superiore ai 10 chilometri.
che limita l'utilizzazione sono le
sibilità di portata dei bordi rigidi che
imitano le reti di cavi: nel caso di
hi in c.a. le massime luci raggiunte
o di 250 metri, con archi metallici si
arrivare a portate di 300 e an-
350 metri.

ottando il sistema di pretendere i ca-
si ottiene sia lo scopo di rendere
ganismo resistente alle azioni di sol-
amento del vento, sia quello di assi-
are la stabilità formale della sua co-
tura.

Tali sistemi cavo-controcavo intrinsecamente stabili, ciascuno dei quali, come vedremo, ha una specifica funzione, permettono di realizzare grandi superfici resistenti e indeformabili sia all'azione dei carichi asimmetrici che dinamici, senza compromettere la leggerezza del complesso.

Distingueremo tra:

A) *Meccanismo di stabilizzazione complanare*, con cavo portante e cavo di tensione giacenti nello stesso piano;

B) *Meccanismo di stabilizzazione non complanare*: la stabilizzazione dei cavi portanti è ottenuta con il loro collegamento a più cavi di tensione complanari e non;

C) *Meccanismo di stabilizzazione a rete*: con due famiglie di cavi disposte secondo due piani sensibilmente ortogonali sia a contatto che a distanza.

D) *Relative forme strutturali derivate*: sistemi paralleli o rotazionali piani e spaziali (a semplice curvatura); sistemi a rete a doppia curvatura opposta (vele bidimensionali, volumetriche e vele - membrana).

E) *Meccanismo di stabilizzazione a regime statico membranale.*

II
LA PRETENSIONE DELLE FUNI: SISTEMI A SEMPLICE CURVATURA

A. MECCANISMO DI STABILIZZAZIONE COMPLANARE (SISTEMI MONODIMENSIONALI) ELEMENTI STRUTTURALI:

Trave-fuso e trave-catenaria

a) *Cavo portante al di sotto del cavo di stabilizzazione*: i due cavi a curvatura opposta sono distanziati da puntoni rigidi (configurazione chiusa a fuso). Nel caso di carico verticale, questo viene trasmesso dai puntoni compressi, sul cavo portante inferiore *(fig. 1).* Nel caso invece che si abbia azione di sollevamento da vento, ad essa resiste direttamente il cavo di stabilizzazione, e gli elementi rigidi sono scarichi *(fig. 2).*

b) *Cavo portante al di sopra del cavo di stabilizzazione*: utilizzando questo schema (configurazione a trave catenaria = sistema aperto), si ha il vantaggio di sostituire agli elementi di collegamento compressi, dei tiranti sempre in tensione. Nel caso di carico verticale la fune portante reagisce mentre quella di stabilizzazione è scarica; l'opposto accade in caso di sollecitazione da vento, che viene riportata tramite la tensione dei tiranti verticali, sul cavo di stabilizzazione *(figg. 3-4).*

c) *Cavo portante in parte sopra e in parte sotto al cavo di stabilizzazione* (configurazione mista: sistema aperto). In questo sistema gli elementi distanziatori sono compressi nel tratto centrale mentre alle estremità dove il meccanismo di stabilizzazione si inverte, il collegamento fra i due cavi avviene mediante tenditori *(figg. 5-6).*

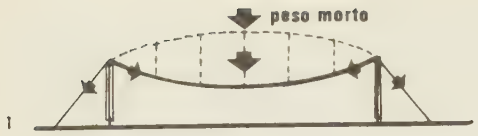
Forme strutturali semplici

I due tipi fondamentali di travi-cavo di cui abbiamo esaminato il meccanismo di stabilizzazione, e cioè la trave-fuso e la trave-catenaria, possono costituire ossatura di sostegno per coperture di notevole luce. Una successione di elementi portanti, paralleli gli uni agli altri, si presta a coprire superfici quadrangolari a pianta più o meno regolare dando luogo a *sistemi paralleli piani*; mentre coperture a pianta centrale possono essere ottenute con una disposizione radiale degli stessi elementi *(sistemi rotazionali piani).*

1. Sistemi paralleli: la *fig. 14* mostra uno schema di copertura ottenuto con una successione parallela di elementi portanti a trave-fuso, mentre nella successiva *(fig. 15)* lo stesso risultato viene raggiunto con una successione di travi-catenarie. In entrambi i casi il meccanismo portante e stabilizzante è quello già descritto per la singola coppia di funi. Le grandi forze orizzontali che si manifestano in corrispondenza ai punti di sospensione dei cavi, vengono scaricate a terra mediante la trazione dei cavi di controventatura e la compressione (in caso di carichi) o la trazione (in caso di sollevamento) dei piloni. Il vantaggio offerto dal secondo tipo di accoppiamento, quello « a catenaria », è che la trasmissione delle sollecitazioni tra le varie coppie di cavi non avviene attraverso elementi compressi ma attraverso elementi tenditori di collegamento.

2. Sistemi rotazionali: adottando una disposizione radiale degli elementi strutturali base, siano essi sistemi a fuso (come è il caso illustrato nella *fig. 16)* sia a catenaria, si ottengono degli organismi a pianta centrale detti appunto « rotazionali »; questi presentano, rispetto ai sistemi paralleli precedentemente esaminati, il vantaggio di un migliore collegamento fra i vari elementi che vanno ad incrociarsi nel punto di mezzo della copertura. In tale punto, per ovvie ragioni di tipo costruttivo, viene quasi sempre inserito un anello metallico teso. Nei sistemi rotazionali il problema dell'assorbimento degli sforzi orizzontali viene ad essere automaticamente risolto dall'anello di bordo.

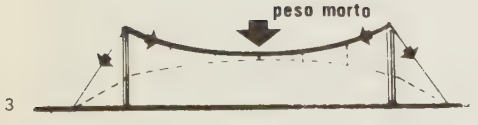
Al tipo rotazionale appartengono alcuni sistemi piani che si distaccano da una



1



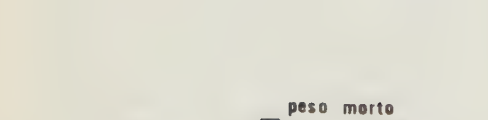
2



3



4



5



6

classificazione ben definita, ad esempio, nel progetto per il Palazzo dello Sport di Parigi di 300 mt di diametro, la copertura tesa si innesta su elementi a guscio in c.a. a sbalzo dall'anello esterno. I cavi si collegano tangenzialmente al grande anello centrale per cui le forze di trazione interessano la sezione dell'anello senza sollecitarlo nel suo complesso. Un caso particolarmente interessante è costituito dal sistema chiuso ideato dall'ing. Stephane Du Chateau. Una notevole rigidezza dell'insieme è ottenuta ponendo nel punto di incrocio dei cavi un robusto puntone compresso. Questo elemento permette di assorbire la trazione esercitata dai tiranti di collegamento fra le due reti di cavi e quindi di invertire la curvatura della copertura (*fig. 17*).

Sistemi piani paralleli: realizzazioni: il sistema Jawerth

Meccanismo stabilizzatore della 'poutre-cable' Jawerth: tra i vari tipi derivanti dall'applicazione del suddetto criterio di stabilizzazione, quello maggiormente sperimentato e perfezionato dopo anni di studi e ricerche su numerose differenti realizzazioni, è un tipo particolare di accoppiamento cavo-controcavo, la 'poutre-cable' (*figg. 18-19*) progettata e messa a punto dall'ing. Jawerth di Stoccolma. Tale sistema ha consentito di realizzare una carpenteria a cavi con comportamento veramente soddisfacente all'azione di carichi asimmetrici e dinamici, grazie anche ad alcune ingegnose soluzioni a livello di dettagli costruttivi e procedimenti di montaggio. Di questo perfezionamento del meccanismo di stabilizzazione complanare aperto della trave a cavi, riassumiamo brevemente le caratteristiche principali:

1,2. *Trave-fuso, configurazione chiusa;* **3,4.** *Trave-catenaria, configurazione aperta;* **5,6.** *Configurazione mista;* **7.** *Il cavo sospeso tende a rovesciare la propria forma sotto carichi che tendono a sollevarlo. Una sollecitazione di questo tipo, non uniforme, lo fa « sbattere »;* **8.** *Catenaria doppia pretesa;* **9.** *Pretensione monodimensionale: il cavo portante e il cavo di tensione giacciono su un medesimo piano;* **10.** *Pretensione bidimensionale;* **11,12.** *Pretensione spaziale;* **13.** *Diagramma comparativo dei costi. 1. Travi in acciaio; 2. Lastre a semplice o doppia curvatura; 3. Strutture ad arco; 4. Tensostrutture, sistema Jawerth.* **Tab. A.** *Programma dei tempi massimi per la costruzione di una tensostruttura (corrispondente a 10.000 m²);* **14.** *Sistema parallelo a trave-fuso;* **15.** *Sistema parallelo a trave-catenaria;* **16.** *Sistema rotazionale a fuso;* **17.** *Sistema rotazionale chiuso « Du Chateau »;* **18.** *Configurazione geometrica della catenaria Jawerth. Per neve-vento* $f_o > f_u$ *Per vento neve* $f_u > f_o$; f_o = *5-6 %* L_o; f_u = *4-5 %* L_u; **19.** *Schema del sistema di collegamento Poutre-Cable Jawerth;*

a) Massima solidarietà del cavo portante con il cavo di tensione attraverso il punto di contatto centrale ed i tiranti a zig-zag: sotto l'azione dei carichi si produce un trasferimento di tensione dal cavo inferiore a quello superiore, con conseguente notevole abbassamento delle variazioni di freccia fino ad 1/300 - 1/200 della portata.

b) Alto coefficiente di smorzamento delle oscillazioni proprie della struttura ottenuto mediante opportuno posizionamento degli attacchi dei tiranti a zig-zag.

c) Estrema semplicità di messa in pretensione di tutta la carpenteria a cavi, attraverso i suddetti tiranti a zig-zag: essendo questi ultimi di lunghezza regolabile, si può agire su di essi con sforzi relativamente piccoli ed una apparecchiatura ridotta per imprimere lo stato di pretensione ai cavi principali.

d) Possibilità di adeguare il progetto alle condizioni climatiche e metereologiche più diverse, variando la freccia di inflessione relativa ai due cavi principali.

Il problema delle fondazioni: anche per questo tipo di carpenteria sussiste il problema, comune a tutti i sistemi di copertura realizzati con una serie di elementi portanti paralleli, di dover scaricare sul terreno i notevolissimi sforzi orizzontali trasmessi dai cavi principali.

Il problema delle fondazioni, dato che a queste ultime spetta anche il compito di zavorra contro le azioni di sollevamento da vento, diviene perciò particolarmente oneroso e la loro progettazione costituisce un momento di primaria importanza.

In generale tuttavia, dato l'ottimo grado di collaborazione tra le due funi principali e nella ipotesi che le massime sollecitazioni di segno opposto non intervengano mai simultaneamente sui due cavi, la somma degli sforzi a cui essi sono soggetti, rimane sensibilmente costante. Si ha dunque interesse ad ancorare ad uno stesso punto i due cavi inferiore e superiore, nella maggior parte dei casi in modo da far lavorare la fondazione in maniera continua. Essa verrà dimensionata in funzione del carico più forte agente sul cavo superiore o su quello inferiore; generalmente si considera prevalente quello da vento (*figg. 18-19*).

In particolari casi dipendenti dalle caratteristiche funzionali del progetto, si possono tuttavia evitare i blocchi di fondazione, ad esempio:

a) Ancorando i cavi di controventatura ad una ossatura di costruzioni tradizionali,

b) Ancorando i cavi su una cintura circolare o ellittica,

Ancorando i cavi alla struttura delle
›une, nel caso di stadi o palazzi dello
›rt.
sistema Jawerth, pur facendo uso del-
stesso elemento strutturale, può dare
›go ad organismi di tipo differenziato
di grande flessibilità formale: stadi,
estre, padiglioni, hangars, officine, ecc.

MECCANISMO DI STABILIZZAZIONE
N COMPLANARE: FORME STRUTTURALI MISTE

i sistemi piani, sia paralleli che rota-
nali, è molto sentito il problema del
legamento trasversale dei vari elementi
ıtturali costituenti l'ossatura della su-
ficie. In tali sistemi questa solidarietà
ne ottenuta tramite l'orditura secon-
ia di supporto della copertura ma è
dente che una più corretta soluzione
ıisisterebbe nella solidarietà fra gli ele-
nti strutturali stessi, cioè fra le travi-
'o.
tal senso sono state perciò studiate
erse modalità di stabilizzazione: il
ema più seguito consiste nel colle-
e il cavo portante con due cavi
ıisecutivi di tensione o viceversa, il
equivale a sostituire il sistema com-
nare cavo-controcavo, con un elemen-
a sezione triangolare di cui il vertice
›eriore è costituito dalla traccia del ca-
portante e i due inferiori dalle tracce
due cavi di tensione ad esso collegati
viceversa). I tiranti diagonali che ven-
ıo a trovarsi in un piano inclinato,
ıno all'insieme della copertura l'aspet-
caratteristico delle falde.

Sistemi paralleli e radiali a « falde »

schema strutturale delle *figg. 20, 21, 22,*
iva dalla utilizzazione del sistema di
ıtroventamento semplice con cavo di
pensione al di sotto del cavo di sta-
izzazione. La solidarietà trasversale
vari elementi è ottenuta mediante aste
ide a V, collegate superiormente da un
'o teso.
schema strutturale delle *figg. 23, 24, 25,*
iva dalla utilizzazione del sistema di
ıtroventamento semplice in cui il cavo
sospensione è al di sopra di quello di
bilizzazione. La solidarietà trasver-
e dei vari elementi è ottenuta invece
con aste rigide come nel sistema pre-
lente, mediante cavi tesi che collegano
avo di tensione con due cavi portanti
ıisecutivi.
›rogetto illustrato in *fig. 28* dà un'idea
la polivalenza formale cui può dar
go il sistema cavo-controcavo con col-
amenti pluridirezionali. Caratteristica
a struttura triangolare dell'elemento
ıtturale di copertura e lo sdoppiamen-
del cavo portante dal vertice supe-
riore. Nei punti mediani della copertura si ha un collegamento quadridirezionale che abbraccia i due cavi superiori e uno di controvento. In questo caso la solidarietà tra gli elementi strutturali è costituita dal controvento fra i cavi superiori (Sist. Jawerth).
La copertura studiata per il palazzo dello sport di Tunisi, utilizza come elemento base la trave-cavo di Jawerth usando un tipo di collegamento pluridirezionale fra i vari elementi e impostandola a disposizione radiale. Il piano su cui giacciono i tiranti inclinati costituisce « falda » della copertura e dà luogo ad un insieme assai più rigido e stabile di quelli del tipo rotazionale piano. Lo schema strutturale complessivo è quello tradizionale: l'anello centrale è teso mentre quello periferico, sdoppiato, forma una doppia imposta ai due ordini di cavi che vi si innestano: esso è compresso e assorbe le azioni orizzontali. Sulle falde la stabilizzazione complanare è ottenuta con tiranti inclinati *(figg. 26, 27).*

2. Sistemi rotazionali spaziali

Su pianta circolare sono stati studiati diversi tipi di copertura a cavi con collegamenti pluridirezionali. Illustriamo di seguito alcuni esempi che tuttavia non sono facilmente riconducibili a tipologie definite.
Una copertura di forma circolare può essere ad esempio ottenuta studiando uno schema strutturale del tipo in *figg. 29, 30.* Una serie di anelli flessibili concentrici, è tesa fra un anello di bordo e uno centrale rigidi. Tali anelli sono sostenuti da una doppia rete di cavi impostati a raggiera sull'anello di bordo dando luogo ad un sistema spaziale a collegamenti bi e tridimensionali. Il funzionamento di principio è quello del fuso per la presenza di distanziatori rigidi fra le due reti di cavi ma qui il grado di solidarietà ottenuto è maggiore a causa dei reticoli triangolari.
Un sistema molto più efficace e più rigido può essere ottenuto impiegando elementi a fuso tipici dei sistemi chiusi, ma disposti, invece che radialmente, secondo *un grigliato a tre direzioni.* In tal modo gli elementi vengono ad intersecarsi a 120 gradi uno con l'altro, formando un reticolo triangolare equilatero. Ai vertici di ciascuno dei triangoli si trova un puntone compresso distanziatore fra le due reti di cavi. L'anello centrale teso tipico dei sistemi rotazionali piani, può così essere eliminato, mentre l'anello periferico compresso assorbe gli sforzi orizzontali trasmessi dai fusi della copertura *(figg. 31 e 32).*

III
LA PRETENSIONE DELLE FUNI: SISTEMI A DOPPIA CURVATURA OPPOSTA

C. MECCANISMO DI STABILIZZAZIONE CON DOPPIA RETE DI FUNI A CONTATTO (SISTEMI BIDIMENSIONALI)

Vele a doppia curvatura opposta
Forme strutturali semplici

a) *Condizioni di stabilità della rete*: le due famiglie di cavi a contatto, formano una maglia a due direzioni sensibilmente ortogonali, dando luogo ad una superficie di sottilissimo spessore strutturale. Tale superficie per poter essere stabilizzata con una pretensione, dovrà necessariamente essere a doppia curvatura opposta.
Una copertura di questo tipo, realizzata con due reti di cavi a contatto, che deve essere tesa per non « battere » al vento, viene definita dagli specialisti « vela ». Infatti l'analogia di questa copertura con la vela nautica è immediata, in quanto è il vento a determinare la sua forma e la sua resistenza; e poiché il vento può invertire direzione, la copertura deve essere a doppia curvatura opposta.
Riassumendo, le condizioni assolutamente necessarie alla stabilità di questa copertura a « vela » sono le seguenti:

1) la vela deve disegnare una superficie a doppia curvatura opposta; 2) la vela deve essere tesa ai suoi bordi.

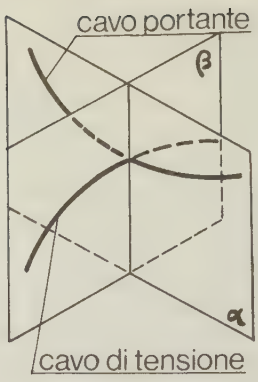
La stabilità della copertura è, in altri termini, subordinata alla condizione che in ogni suo punto i due cavi passanti per esso siano a curvature opposte e si scambino una mutua azione per effetto della pretensione. I nodi comuni alle due reti si presentano schematicamente come in *fig. 33*, dove il cavo in tensione ψ_1 comprime il cavo portante ψ_2; la decomposizione delle forze nei punti di contatto dei cavi avviene secondo lo schema di *fig. 34*, dove il cavo di tensione ψ_1 che lavora in un piano verticale, agisce sul cavo portante con una forza S: questa si scompone in Q perpendicolare a ψ_2 e in L ad esso perpendicolare. È per effetto della forza L che ψ_1 tende a scorrere su ψ_2 per assumere l'assetto di equilibrio sotto la pretensione.

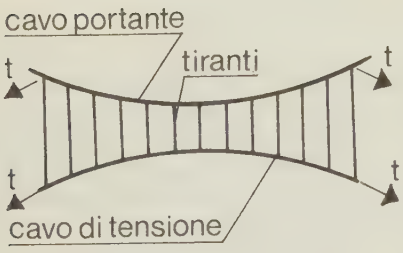
b) *Ricerca della superficie a doppia curvatura opposta*

La scelta della forma da imporre alla copertura è particolarmente importante, in quanto si ripercuote in un fatto strutturale. Le forme più comunemente realizzate derivano da sezioni di superfici dette anticlastiche, superfici geometriche a doppia curvatura opposta e quindi rispondenti alla condizione indispensabile

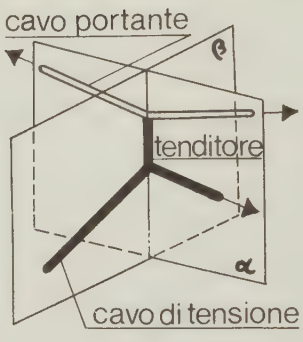


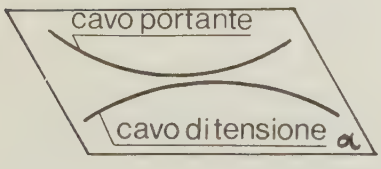
7



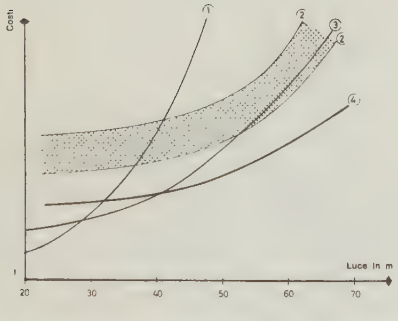


8

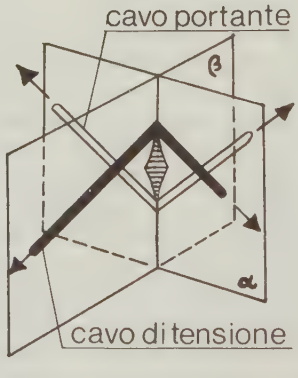




9



13



12

20,21,22. *Sistemi paralleli « a falda », con cavo di sospensione al di sotto del cavo di stabilizzazione;* **23,24,25,26.** *Sistemi paralleli « a falda », con cavo di sospensione al di sopra del cavo di stabilizzazione;* **26,27.** *Palazzo dello sport di Tunisi: sezione e dettaglio del collegamento pluridirezionale·* **29,30.** *Sistemi rotazionali spaziali: una serie di anelli flessibili concentrici è tesa fra un anello centrale e una di bordo rigidi;* **31.** *Le Ricolais: elementi a fuso compongono un grigliato a tre direzioni ad alta rigidità. Eliminazione dell'anello centrale tipico dei sistemi rotazionali piani;* **33,34.** *Tensostrutture a doppia curvatura opposta. Schema del nodo: ψ_1 cavo di tensione, ψ_2 cavo portante; scomposizione delle forze nel nodo;* **35.** *Superficie ottenuta dal taglio di un paraboloide iperbolico. Sui bordi vengono ad esercitarsi sollecitazioni composte di taglio e flessione;* **36.** *Paraboloide iperbolico a contorni curvi;* **37,38,39.** *Il peso proprio dei bordi rigidi dei cavi mette in pretensione la rete;* **40.** *Nei punti A, B, le travi inducono un momento flettente ed uno sforzo orizzontale: necessità di un tirante A - B e di cavi di controventamento.*

10

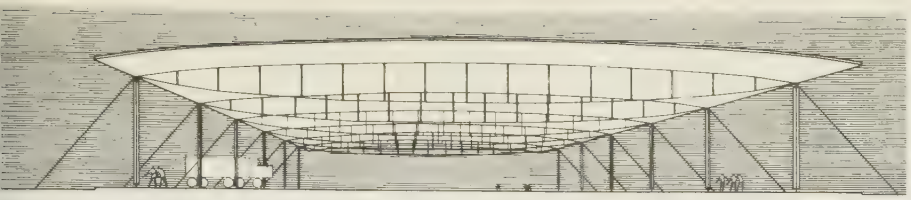
11

41. *Evoluzione della forma dei bordi chiusi.* a) *sistema molto aperto con archi poco pronunciati; cavi di sospensione impostati su archi rigidi, cavi di tensione ancorati su bordi flessibili;* b) *maggiore inclinazione dell'imposta degli archi e conseguente loro avvicinamento, con possibilità di prevedere fondazioni uniche;* c) *i profili ad arco si intersecano prima di giungere a terra, dando origine ad un sistema chiuso;* d) *il sistema rigido di bordo è continuo: nessuna azione orizzontale è trasmessa al terreno;*

42,43. *Due applicazioni di cavi di patere;*

Numero d'ordine	Tempi	1° mese	2° mese	3° mese	4° mese	5° mese	6° mese
1	Calcoli statici e disegni d'esecuzione						
2	Fornitura dei profilati in alluminio per i serracavi						
3	Preparazione dei morsetti in alluminio						
4	Preparazione dei serracavi di assemblaggio						
5	Preparazione delle diagonali						
6	Fornitura delle funi						
7	Preparazione delle funi						
8	Organizzazione dei lavori per il montaggio della tensostruttura						
9	Montaggio della tensostruttura						

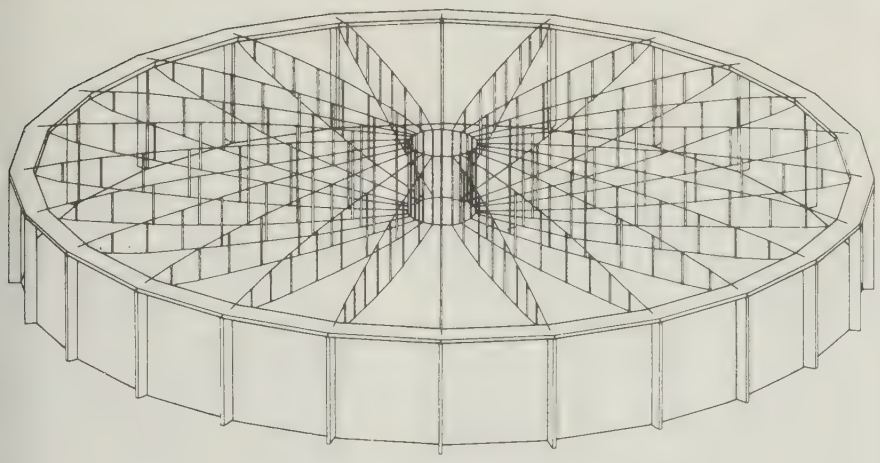
TAB. A



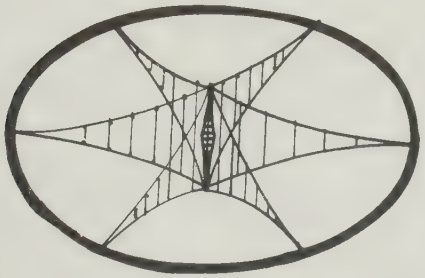
14

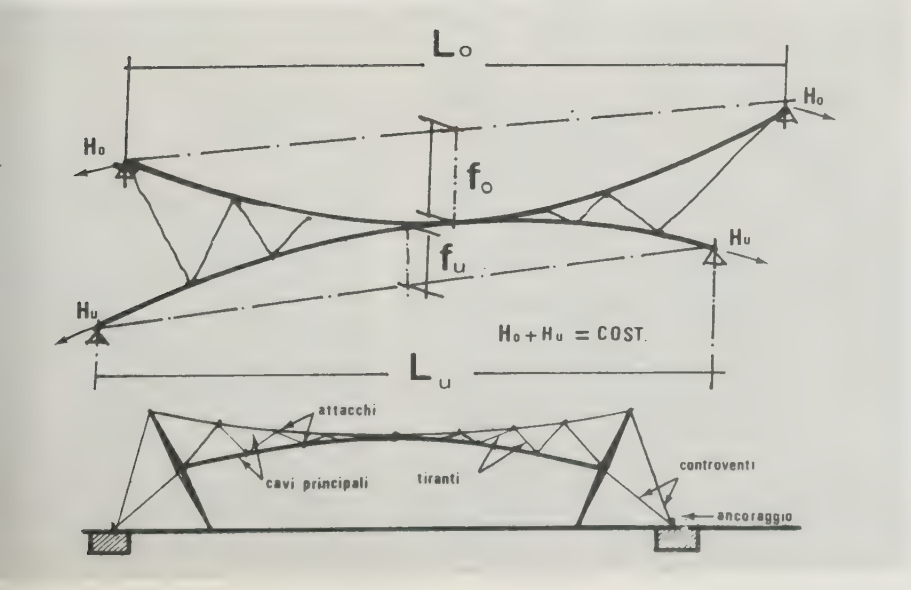


15



16





per la realizzazione pratica delle vele pretese a doppia rete di cavi.

La forma base più impiegata è la superficie anticlastica a « sella » o paraboloide iperbolico P.H. (Hypar): in pratica si utilizza una porzione della superficie infinita del P.H. limitandola con dei bordi. Su questi bordi verranno a concentrarsi gli sforzi dovuti ai cavi e pertanto il loro tracciato dovrà essere studiato con cura considerando il tipo di sforzo al quale dovranno resistere. A seconda del modo con cui la superficie del P.H. è tagliata, si potranno ottenere superfici delimitate da contorni diritti o curvi, ma sempre a doppia curvatura: le sezioni più comuni sono la sella a bordi curvi porzioni di iperboli ed il quadrilatero curvo a bordi rettilinei *(fig.. 35, 36)*. Come si può notare in *figg. 37, 39, 40* poiché tutti gli sforzi di tensione tendono a trasmettersi verso la periferia, i lati della superficie tendono a chiudere il diedro da essi formato: è il peso proprio dei bordi rigidi che si oppone a questa azione, mettendo in pretensione la rete dei cavi.

Sulla superficie la distribuzione delle tensioni si ripartisce in maniera tale che i cavi tendono a scorrere gli uni sugli altri seguendo l'andamento della curva geodetica della superficie in tutti i suoi punti. In definitiva il funzionamento della copertura consiste nel convogliare i carichi lungo i cavi portanti verso i punti più alti e trasmetterli poi alle fondazioni mediante i cavi di tensione.

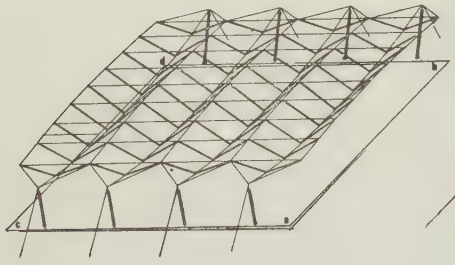
17 La tensione dei cavi ed il loro peso nei punti di attacco sui bordi decrescono andando verso gli appoggi dei bordi; il peso proprio dei bordi, che contribuisce al mantenimento dello stato di tensione dei cavi di copertura, si esercita come componente di pressione lungo l'asse dei bordi stessi. I bordi vengono calcolati come travi, diritte o curve, in quanto ricevono gli sforzi di trazione provenienti dai cavi, in punti uniformemente distribuiti. Su di essi si vengono ad esercitare sollecitazioni composte di taglio e flessione *(fig. 35)*.

18 In *fig. 38* si può vedere come nei punti bassi A e B, le travi inducano un momento flettente ed uno sforzo orizzontale. Le fondazioni di questi punti dovranno potersi opporre al loro spostamento orizzontale in senso A-B: da cui la necessità di disporre dei tiranti tra i punti bassi. Sotto un carico simmetrico i bordi compressi si tengono in equilibrio grazie ai cavi tesi della copertura, ma

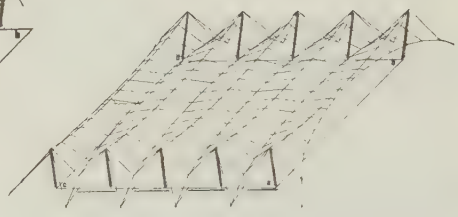
19 poiché sotto carichi asimmetrici i punti A e B tenderebbero a ruotare, la copertura viene stabilizzata, tirando i due punti alti verso il suolo, per mezzo di cavi di controventamento ancorati a terra.



20 21



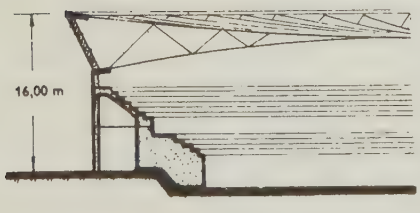
22



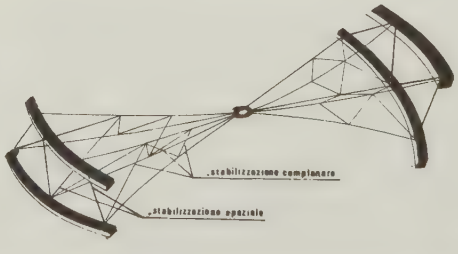
23



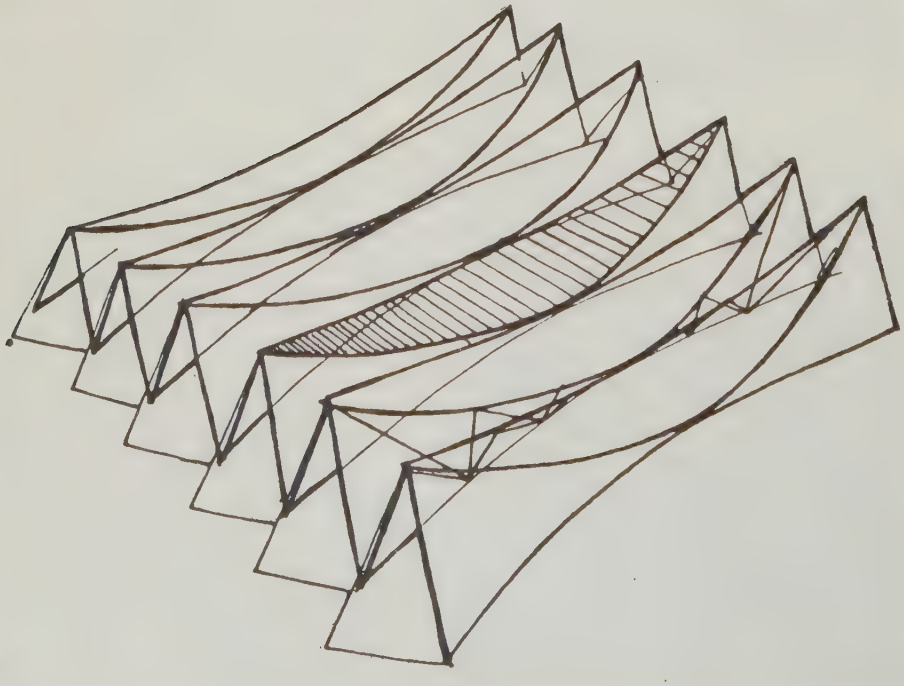
24 25



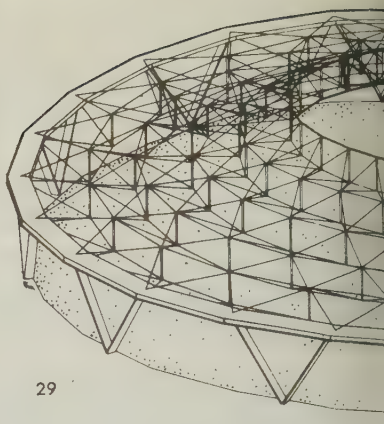
26



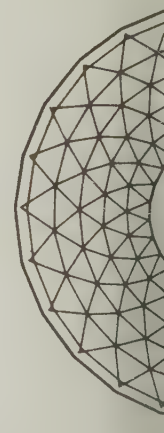
27



28



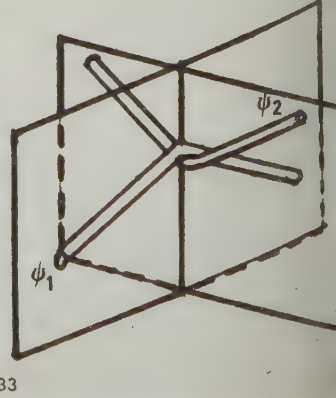
29



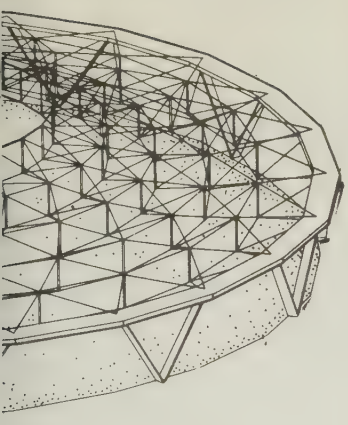
30



31

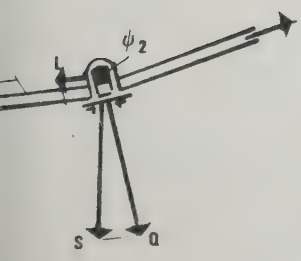


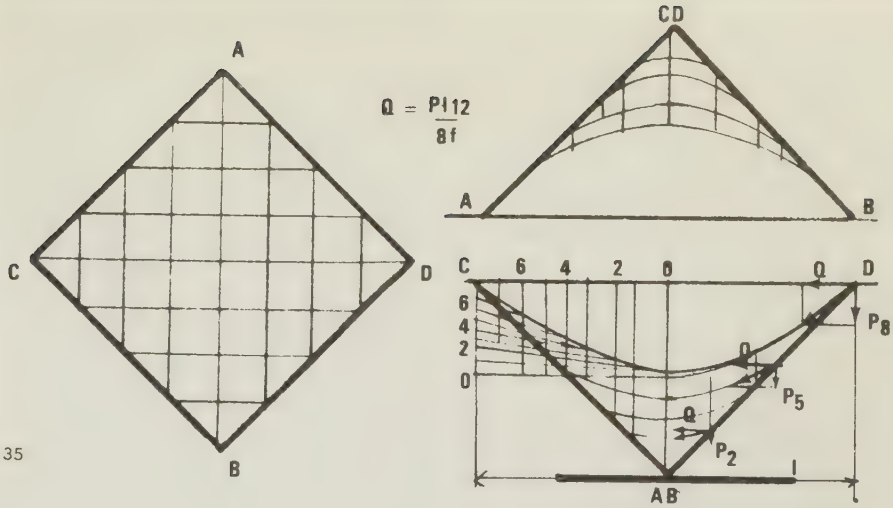
33

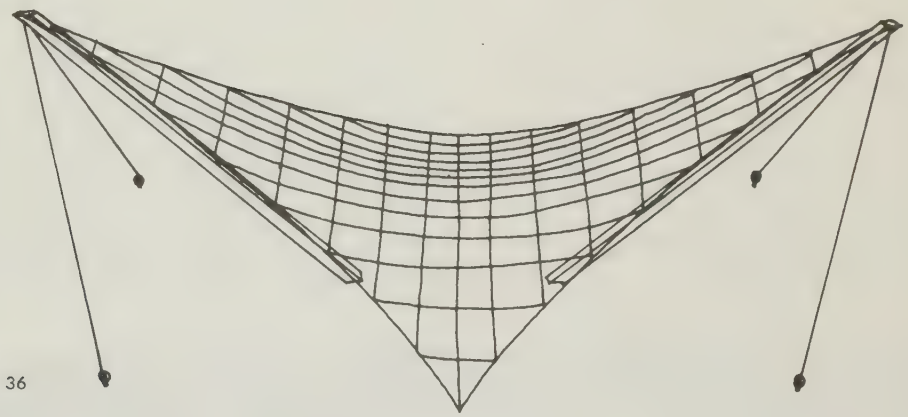


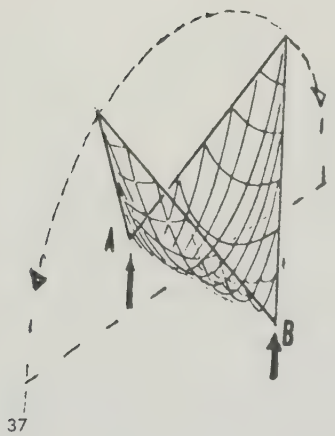


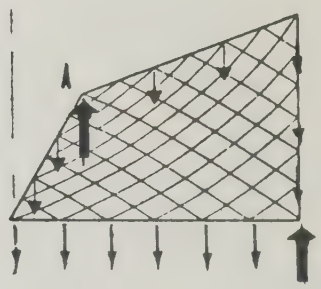


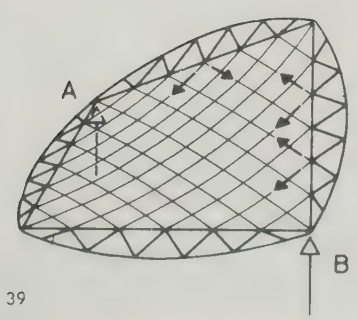

ψ_2
L
S
Q

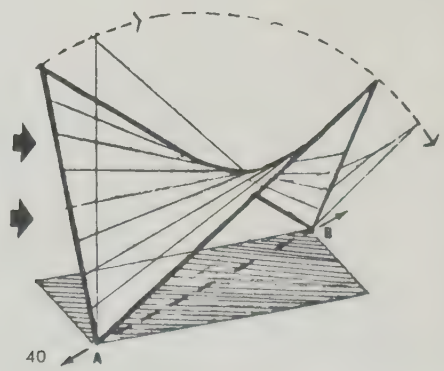

A
C
D
B
35
$Q = \frac{Pl}{8f}12$
CD
A
B
C
6
4
2
0
6
Q
D
P_8
P_5
P_2
AB
l


36


A
B
37


A
38


A
B
39

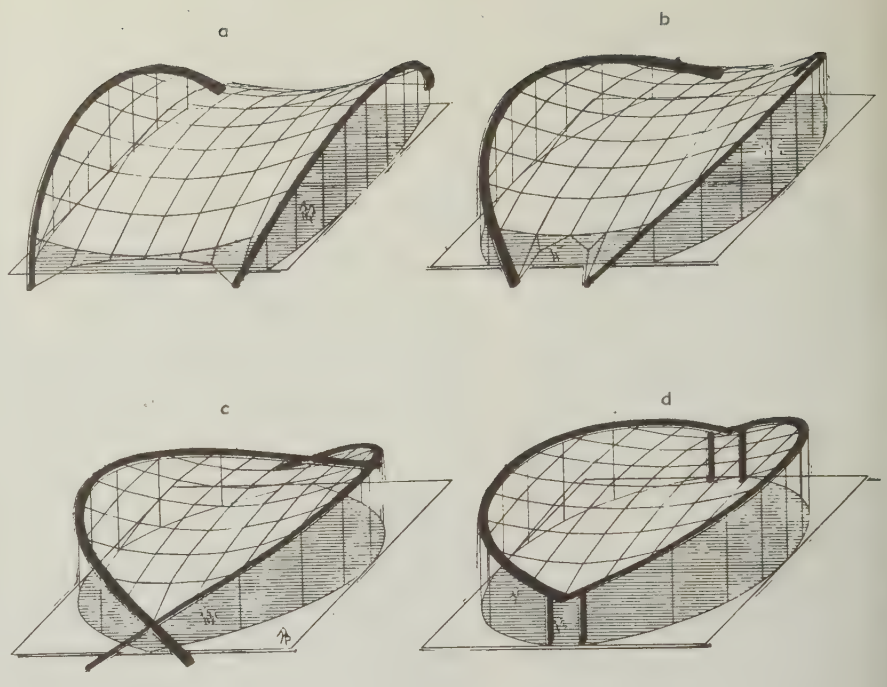

A
40

c) *Lo studio della forma dei bordi*

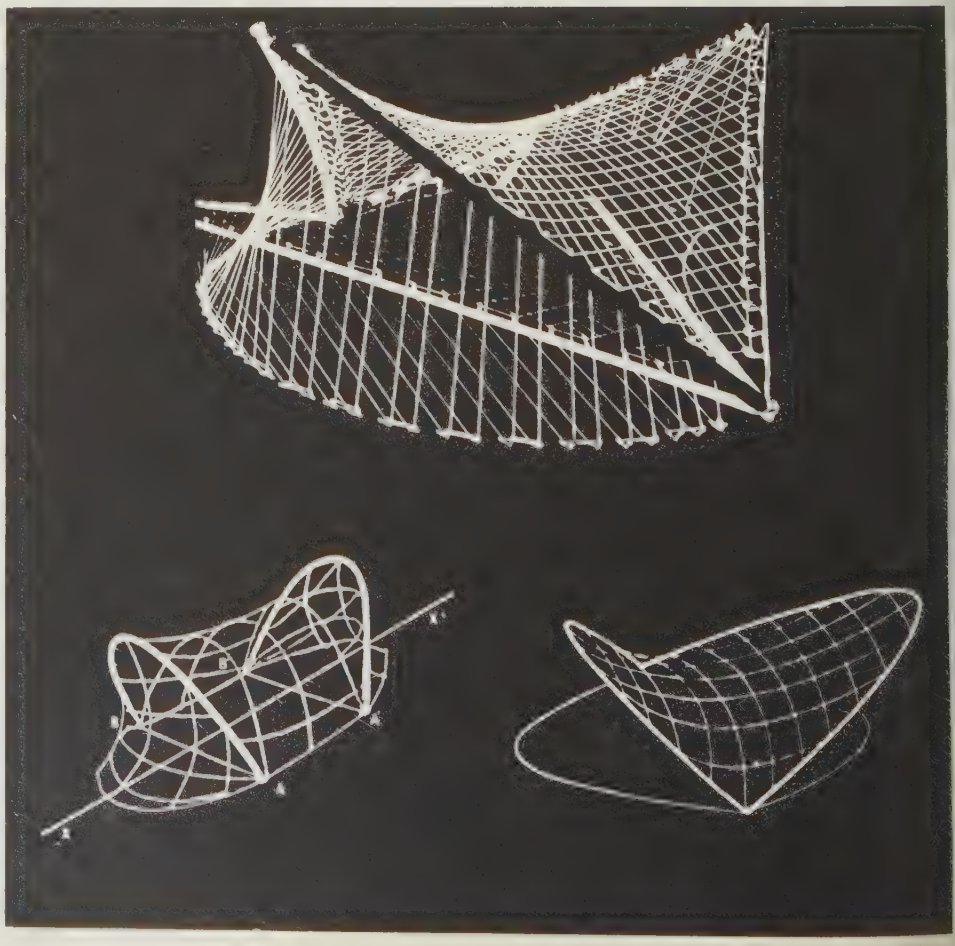
I bordi dritti lavorano a flessione e torsione. Nelle realizzazioni pratiche, quindi, si cerca di sostituirli con bordi curvi, in quanto questi ultimi sono meno sollecitati e ciò permette di diminuire la loro sezione resistente; inoltre tale configurazione permette di riportare al suolo i carichi seguendo delle direzioni meno oblique poiché la spinta orizzontale sugli appoggi diminuisce per l'assorbimento di tali forze da parte dell'effetto ad archi contrapposti. Lo studio della forma da conferire ai bordi è perciò almeno altrettanto importante che la scelta della superficie propriamente detta *(vedi fig. 41 a, b, c, d).*

Ad es. una forma a sella delimitata da archi parabolici non sfrutta bene le caratteristiche del P.H., perché nella parte superiore, vicino ai bordi, la curvatura dei cavi si appiattisce limitando gli effetti di stabilità prodotti dalla pretensione, col pericolo che nelle zone alte della copertura si possa verificare un principio di sbattimento.

Assai più favorevole è da questo punto di vista, la delimitazione di una superficie a sella con archi iperbolici, in quanto essa presenterà una forte curvatura anche nella zona dei bordi, e quindi assicurerà una maggiore rigidità complessiva della superficie *(fig. 44).*



41



42

d) *Cavi di parete*

Poiché tutti gli sforzi di tensione si trasmettono in periferia sui bordi, quando questi vengono ad alleggerirsi in virtù della loro curvatura, la funzione di opporsi al loro ribaltamento (prima contrastato dal loro peso proprio) viene affidata ad una serie di cavi periferici che, anche se non in continuità con quelli della copertura, seguono il piano delle facciate e si ancorano al suolo. Sono questi cavi che, mantenendo aperto il diedro formato dai bordi, riducono le sollecitazioni di flessione nei due semiarchi e mettono in pretensione la rete delle funi di copertura. Tale discorso naturalmente è valido anche nel caso di coperture con bordi rettilinei, e, in generale, ogni qualvolta si voglia minimizzare il peso dei bordi e non ci sia la necessità di avere facciate completamente libere *(figg. 42, 43).*

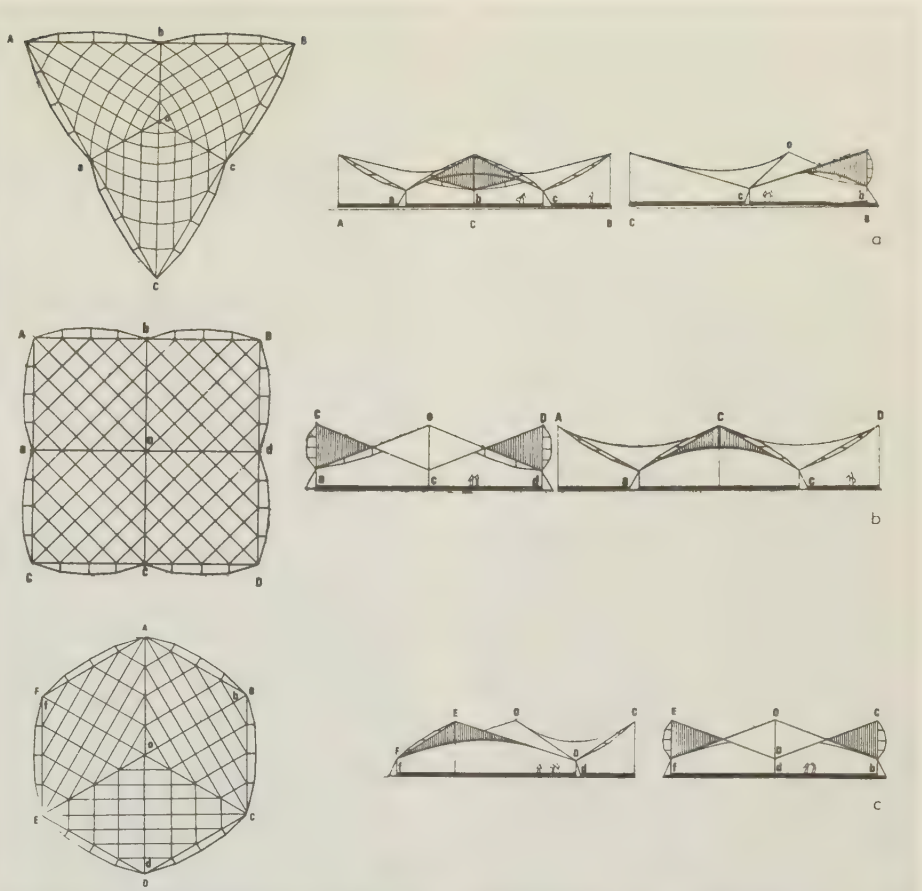
In questo tipo di organismi le facciate, contrariamente alle costruzioni tradizionali, vengono ad essere tese ed ancorate alle fondazioni, seguendo gli stessi criteri e concetti strutturali con cui è trattata la copertura.

43

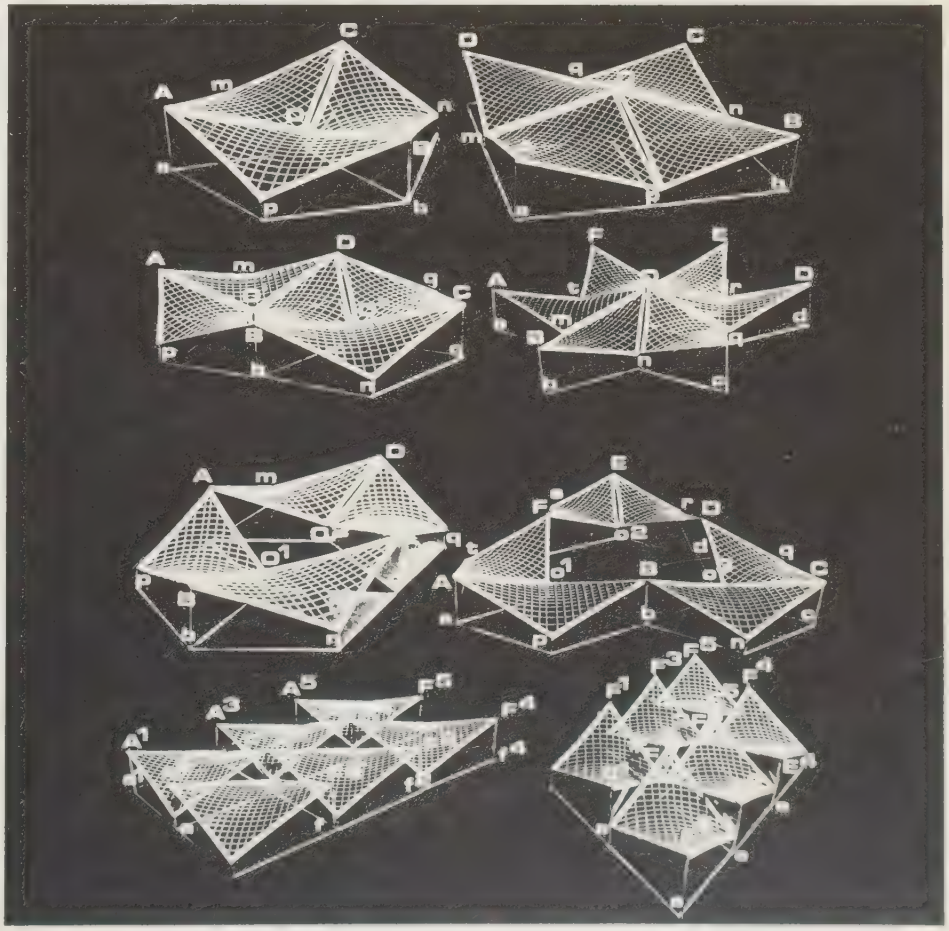
e a doppia curvatura opposta: oppiamenti di sezioni di P.H. ordi rigidi. Forme strutturali composite

lle svariate modalità di accoppiamen- della matrice polivalente del P.H., in ticolare di quello equilatero, si posso- ottenere forme architettoniche com- ite, interessanti non solo dal punto vista volumetrico, ma anche da quello, ne vedremo, della economia strut- ale.

combinazioni ottenibili dall'assem- ggio di più componenti elementari in I. sono del tipo più svariato, ma in ni caso la complessità strutturale delle logie risultanti è solo apparente, poi- il meccanismo portante dei singoli I. componenti rimane inalterato: cia- no dei P.H. elementari mantiene in- i la caratteristica di un sistema chiuso se stesso e quindi strutturalmente in- endente, quali che siano le modalità accoppiamento dei vari componenti. caratteristica volumetrica fondamen- di questi sistemi compositi è quella



Una sella delimitata da archi iperbolici sente una forte curvatura anche a zona dei bordi.
, b, c. Nelle diverse combinazioni omponenti elementari di PH il meccanismo tante resta invariato: ogni PH è un sistema so e quindi strutturalmente indipendente; 45
Applicazione di PH in serie modulare. omponente elementare a forma di losanga latera, assemblaggio a pianta poligonale lare con accoppiamenti lungo tutta la linea bordi; b) *lo stesso componente può essere o per composizioni a pianta libera, accoppiamenti a due o quattro punti angenza tra bordi di più componenti centi;* **47** a, b,**48.** *Messa in tensione di* 46 a *cavi di una rete spaziale: collegamento due cavi SHS e IBI con un elemento HB ltezza h;* **49** a, b, c, d. *Brevetto Jowerth. ertura pretesa spaziale. Tensostruttura nata da due reti di funi corrispondenti ettivamente agli incroci tra le serie di funi (portanti) e 2-4 (stabilizzanti e di ionamento); le aste di collegamento a zig-zag a serie 5 si estendono fra le due reti nella zione delle funi 1-2, mentre le aste a serie 6 si estendono fra le due reti direzione delle funi 3 e 4;*
, b, c, d. Collegamento tetraedrico fra i due ni di maglie, sistema C.E.A.C.;
Il principio del collegamento a tetraedro essere esteso a fasci di cavi non paralleli;
Caso semplice di ortogonalità tra cavi cipali e legame tetraedrico: le due reti 46 b *avi sono schematizzate da due cavi mente S1 e S2 per una rete, I1 e I2 per a. I quattro legami tetraedrici corrispondenti : H1,1 H2,1 B1,1 B2,1 - B1,2 H2,2 B2,1 B3,1 2,1 H3,1 B1,2 B2,2 - H2,2 H3,2 B2,2 B3,2;*
Collegamenti continui tra i due fasci urano, oltre alla necessaria pretensione, ossibilità di seguire la deformazione stiramento in qualsiasi direzione.



di definire organismi delimitati da una successione di vertici alternativamente alti e bassi: la conseguenza strutturale è che la copertura si viene ad impostare su questi ultimi, mentre la sua stabilità alle sollecitazioni asimmetriche viene assicurata attraverso il controventamento dei vertici a sbalzo.

Tutte le travi, sia quelle di bordo a sbalzo, sia quelle centrali, sono compresse: in particolare nelle travi accoppiate convergenti verso il centro dell'organismo lo sforzo di compressione aumenta mentre gli sforzi orizzontali si esercitano simmetricamente; si raggiunge così una sensibile riduzione delle sollecitazioni di flessione e nessuna azione orizzontale viene trasmessa in fondazione *(figg. 45 a, b, c)*.

Combinazioni di questo tipo dimostrano particolare adattabilità ad una applicazione in serie modulare, se si trattano i P.H. componenti come elementi standardizzati. I modellini volumetrici della *fig. 46 a* illustrano, in particolare, alcune delle possibilità di assemblaggio ottenibili a partire da un componente elementare P.H. in forma di losanga equilatera e danti luogo a proiezioni poligonali regolari sul piano orizzontale (triangolari, quadrate, esagonali, stellari ecc.). I modellini di *fig. 46 b* mostrano inoltre come l'assemblaggio dei componenti possa avvenire non solo attraverso l'accoppiamento lungo tutta la linea dei bordi ma anche, più semplicemente, attraverso due o al massimo quattro punti di tangenza tra bordi di più componenti adiacenti: si ottiene così una successione in serie modulare aperta particolarmente adatta a coprire planimetrie di forma movimentata. L'indipendenza strutturale dei componenti permette altresì di creare, attraverso opportune disposizioni, organismi compositi racchiudenti degli spazi vuoti suscettibili di inglobare volumetrie architettoniche di forma variabile predeterminata.

I sistemi di assemblaggio sopraccennati prospettano interessanti possibilità di sviluppo in quanto una produzione di elementi P.H. autoportanti di proporzioni ridotte (e quindi facilmente calcolabili e realizzabili), ripetuta in serie modulare, permette un salto di scala dimensionale con apprezzabili riduzioni dei costi di progettazione e di esecuzione. Queste possibilità sono ovviamente legate ad una conoscenza approfondita delle leggi geometriche strutturali che regolano il comportamento degli Hypar elementari, ai fini di una corretta determinazione, caso per caso, del modulo « ottimale » del componente da impiegare. Su questa direttiva sono orientati attualmente gli studi e le sperimentazioni più avanzati di vari centri di ricerca del settore, a Dresda, Stoccarda, Berlino Est, Bucarest e Parigi.

D. MECCANISMO DI STABILIZZAZIONE CON DOPPIA RETE DI FUNI A DISTANZA (SISTEMI SPAZIALI)

Reti pretese tridimensionali

Si è visto nei precedenti paragrafi come si possano ottenere sistemi spaziali, a disposizione sia parallela (par. B.1) che radiale (par. B.2), mediante un'opportuna disposizione di elementi monodimensionali di collegamento fra le opposte serie di cavi.

Nel campo delle reti pretese è possibile parimenti passare dalla realizzazione in forma di superficie (o bidimensionale) esaminata nel paragrafo C a quella di una struttura volumetrica (o tridimensionale), disponendo le due reti di cavi a distanza e orientate secondo due direttrici mediane che si incrocino con una angolarità predeterminata (funzione delle esigenze costruttive), impiegando un tipo particolare di collegamento costituito da elementi discreti o da un insieme continuo, privi di rigidezza, che assicurino la trasmissione degli sforzi solo per tensione.

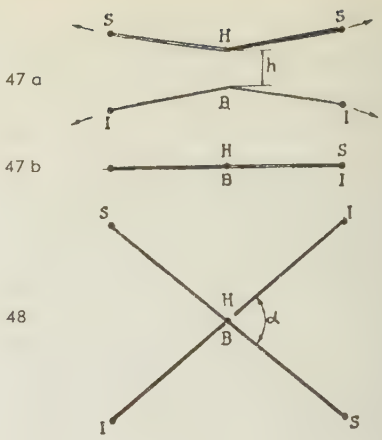
Il mezzo o i mezzi usati per questo collegamento possono essere di vario tipo: cavi, maglie, tessuto in fibra artificiale, ecc., e possono costituire, a seconda dei casi, o la tamponatura stessa fra le maglie o una armatura secondaria pretesa suscettibile di ospitare una tamponatura di tipo prefabbricato.

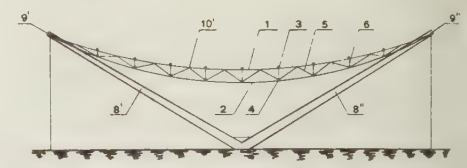
La messa in opera e la messa in tensione del sistema così costituito è molto semplice e può essere effettuata in modo analogo agli schemi illustrati nell'introduzione *(fig. 11)* e nelle *figg. 47 a, b, 48* dove i due cavi SHS e IBI situati nello stesso piano sono collegati almeno con un elemento HB di altezza h (generalmente molto ridotta): tale principio di messa in pretensione può essere esteso a due cavi che si incrocino senza essere a contatto.

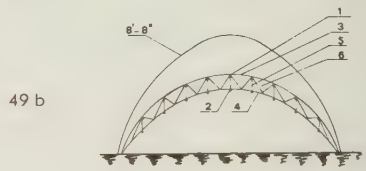
Le vele spaziali realizzate sulla base del meccanismo di stabilizzazione a distanza attraverso collegamenti discreti, costituiscono un sistema staticamente variabile e quindi ad alto grado di smorzamento interno contro forze non stazionarie.

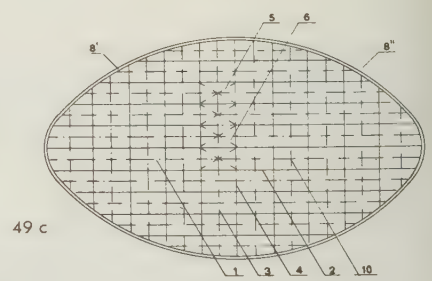
Su questo principio è stato messo a punto un brevetto di rete spaziale progettato dal centro di ricerche Jawerth di Stoccolma *(figg. 49 a, b, c, d)*.

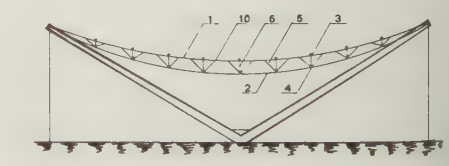
Tale rete è costituita da una serie di funi portanti sostanzialmente parallele fra loro e da una seconda serie di funi disposte a distanza sopra o sotto le suddette











54. *Assonometria della struttura precedente;* **55** *a*, b. *La variazione nella struttura dei collegamenti modifica la frequenza fondamentale della vibrazione di risonanza e delle sue armoniche;* **56.** *Membrana a bordi rigidi; combinazione di due elemeni (Gruppo MKM);* **57.** *Membrana con bordi flessibili e supporti rigidi; combinazione in serie di vele elementari (gruppo MKM);* **Tab. B.** *Convergenza della meccanica risolutiva per il calcolo delle deformazioni di tensostrutture, considerate come sistemi continui (equilibrio) e come sistemi discreti (congruenza ed elasticità);* **Tab. C.** *Schema indicativo di un sistema di programmazione elettronica per la soluzione di alcune tipologie di tensostrutture.*

. portanti. Questa seconda serie di . comprende funi « stabilizzanti » di- ste nella stessa direzione delle funi anti e funi di « tensionamento » se trasversalmente alle funi stabiliz- ti. La rete delle funi portanti viene ita a distanza verticale dalle funi sta- zzanti o di tensionamento a mezzo di sistemate secondo uno schema a zag attraverso le quali viene ottenuto pretensionamento delle funi portanti. forma così la struttura nella quale ie fortemente ridotto lo spostamento zontale delle funi portanti e conse- ntemente di grande stabilità dinamica he nel caso di coincidenza tra la fre- nza di forze applicate periodicamente frequenza naturale della costruzione. aste a zig-zag possono essere siste- e longitudinalmente oppure trasver- nente con riferimento alla fune, ovve- diagonalmente tra la fune portante e une di tensionamento. Il manto di co- ura può essere indifferentemente di- o sulla rete delle funi portanti o sulla formata dalle funi stabilizzanti e di ionamento, oppure in parte sulla pri- ed in parte sulla seconda rete.

ipre su questa base, il centro Studi del- C.E.A.C. (*Cabinet d'Etudes Techni- s d'Architecture et de Construction*) Parigi, ha messo a punto una tipolo- di tensostrutture tridimensionali ca- erizzate da una particolare modalità ollegamento: un insieme unico, ovve- una pluralità di elementi tesi, dispo- secondo un tetraedro che inquadra il ito di incrocio di ogni coppia di cavi g. *50 a, b, c, d)*. Le figure mostra- che le proiezioni sul piano del di- no dei due cavi principali SS e II so- perpendicolari, mentre i cavi che li egano formano un tetraedro isoscele . H2 B1 B2). C'è però da tenere pre- te che la stessa disposizione basi- può aversi per angolazioni qualsiasi i cavi principali, mentre quelli di col- imento possono costituire tetraedri goni o anche completamente asimme- i. (Nella *fig. 51* si vede come tali strut- e ammettano fasci non paralleli di i).

fig. 52 che rappresenta in pianta il o semplice di perpendicolarità tra i i principali e di legame tetraedrico, te anche in evidenza un'altra carat- stica importante di queste strutture: iacenza dei legami tetraedrici. Questa mette la possibilità di realizzare strut- tridimensionali pretese di vario tipo funzione delle necessità costruttive progetto.

uardo alle modalità di esecuzione collegamenti tetraedrici, questi pos- sono essere costituiti da elementi rettili- nei come barre, piccoli cavi ecc. o anche da telai triangolari materializzanti gli spigoli del tetraedro non definiti dai cavi stessi, ovvero da elementi quadrangolari piegati secondo una diagonale e disposti secondo due facce del tetraedro.

Infine, come si è già detto, ed è preferi- bile, i collegamenti possono essere rea- lizzati mediante un insieme unico, di na- tura tale da poter seguire la deforma- zione per stiramento in qualsiasi senso: una trama di cavi di natura vegetale, me- tallica, sintetica, ecc. che può nello stesso tempo costituire tamponamento. (Vedi struttura illustrata nelle *figg. 53, 54*).

La *fig. 53* mostra la struttura tridimen- sionale ottenuta sia in pianta che in varie sezioni illustranti i dettagli dei collega- menti e la loro deformazione dopo la pretensione, mentre dalla *fig. 54* in asso- nometria, risulta che in questo partico- lare caso di simmetria fra le due reti, la configurazione dell'insieme di collega- mento è quella di un mosaico di super- fici a doppia curvatura del tipo a para- boloide iperbolico.

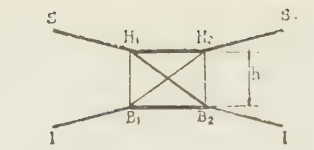
È particolarmente interessante notare che in strutture tridimensionali così ottenu- te è possibile affrontare e risolvere i pro- blemi connessi con lo smorzamento delle vibrazioni e della risonanza propria delle coperture, effettuando il collegamento fra i vari cavi principali adiacenti in modo diverso l'uno dall'altro sia in un solo sen- so che in entrambi. Ciò permette di mo- dificare la frequenza fondamentale della vibrazione di risonanza e delle sue armo- niche. La *fig. 55 a* mostra l'esempio in cui la diversità di collegamento riguarda un solo ordine di cavi, mentre la *fig. 55 b* mo- stra un tipo di non adiacenza periodica interessante le due famiglie di cavi, ma evidentemente il numero delle combina- zioni possibili è estremamente vasto.

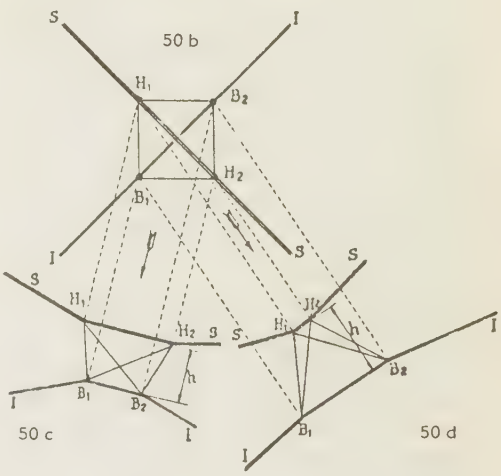
E. MECCANISMO DI STABILIZZAZIONE A REGIME STATICO MEMBRANALE

Le « vele membrane »

Si è visto nel paragrafo D come una ma- glia di funi possa essere serrata fino al punto di assimilarla alla trama di un tes- suto continuo, tale da assolvere oltre al- la funzione strutturale, anche quella di tamponatura della copertura.

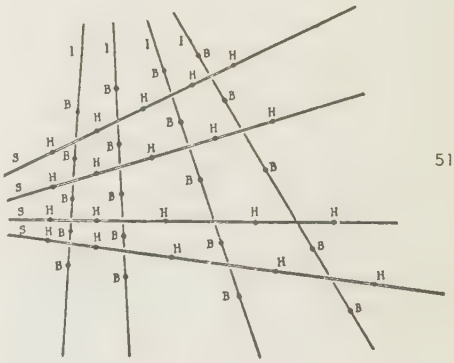
Quando le luci libere da coprire non so- no particolarmente notevoli, la ridotta entità degli sforzi permette addirittura la sostituzione della rete strutturale di sup- porto con un tessuto continuo di rive- stimento ad alta resistenza di caratteri- stiche meccaniche particolari [2]: la sop- pressione della rete di cavi attua il pas-

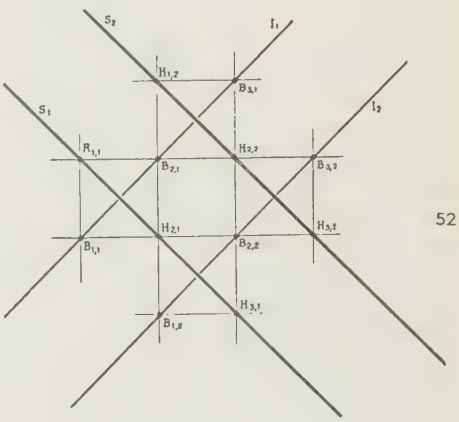

50 a

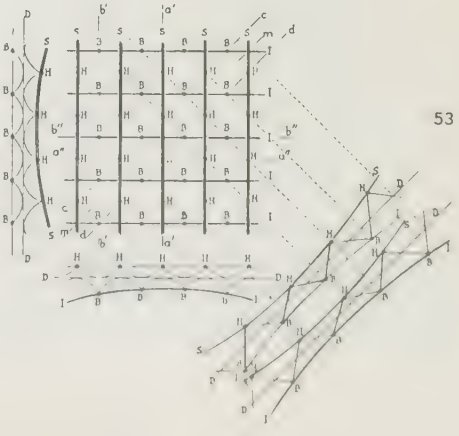

50 b

50 c

50 d


51


52


53

saggio al limite della vela bidimensionale alla « vela membrana » *(vedi figg. 56, 57)*. Infatti il modo di lavorare del tessuto portante teso ai suoi bordi riproduce, materializzandola, la condizione di esistenza della membrana pura, funzionando in ogni suo punto in regime membranale con sole sollecitazioni di trazione direttamente legate all'ipotesi strutturale. Tale sistema di conseguenza, ricava la sua stabilità direttamente dalla curvatura anticlastica della membrana, dove le sollecitazioni di trazione agenti in tutte le direzioni danno luogo allo stato di presollecitazione altrimenti stabilito dal meccanismo cavo-controcavo.

Per contro, tali strutture, in quanto vengono utilizzate per la copertura di spazi aperti sono particolarmente soggette alle sollecitazioni da vento, che possono dare tensioni localizzate elevate nelle zone a maggiore curvatura, tendenti a lacerare la vela.

Da tali considerazioni discendono dunque le condizioni di applicabilità delle « vele membrane » :

– La forma geometrica della superficie, per realizzare le ipotesi di regime membranale deve necessariamente avere la curvatura gaussiana in ogni suo punto di segno negativo.

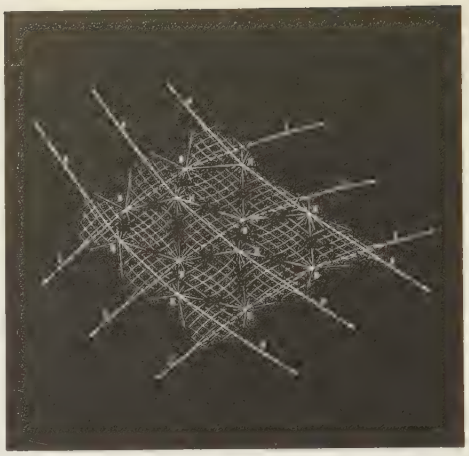
– Le luci devono essere comprese entro limiti tali da mantenere le sollecitazioni da vento ammissibili per le caratteristiche di resistenza del tessuto portante [3].

L'assemblaggio del tessuto avviene mediante saldatura ad alta frequenza, mentre l'ancoraggio avviene mediante cucitura con fili ad alta resistenza. Le strutture di ancoraggio possono essere discrete (piloni), continue sia rigide che flessibili (cavi di bordo), ovvero miste.

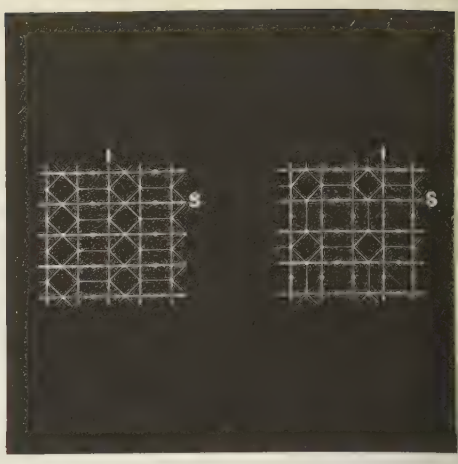
Le combinazioni di vele elementari sono praticamente illimitate: questa completa libertà formale fa sì che i sistemi di calcolo basati sul comportamento a membrana di tali strutture, non possono usufruire delle ipotesi semplificative impiegate in quelle forme particolari a simmetria radiale delle superfici di rivoluzione. Tuttavia lo studio sui modelli e il trattamento delle informazioni attraverso l'elaborazione elettronica, hanno permesso, a cominciare dalla esperienza della scuola di Frei Otto, negli ultimi anni un notevole sviluppo della ricerca sul campo di variabilità tipologica e costruttiva di tale settore.

Le tensostrutture progettate per le coperture degli impianti sportivi delle prossime Olimpiadi di Monaco segnano il momento del decollo applicato su larga scala delle « vele membrane ».

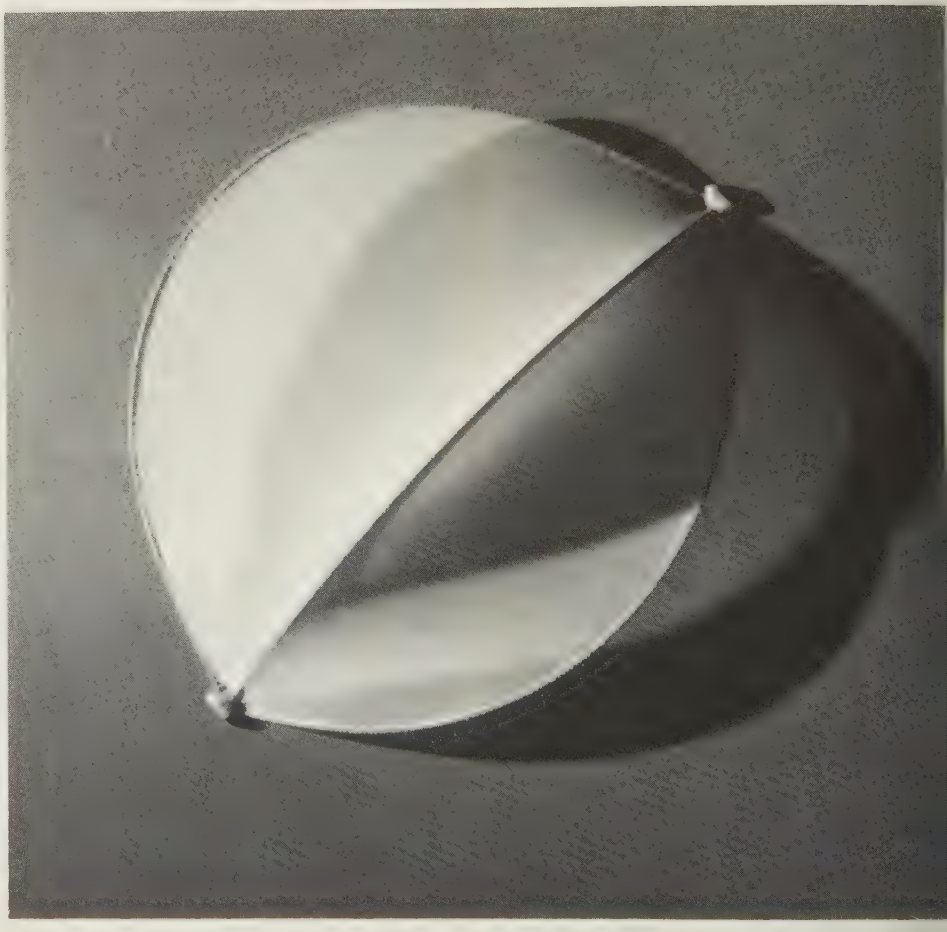
54



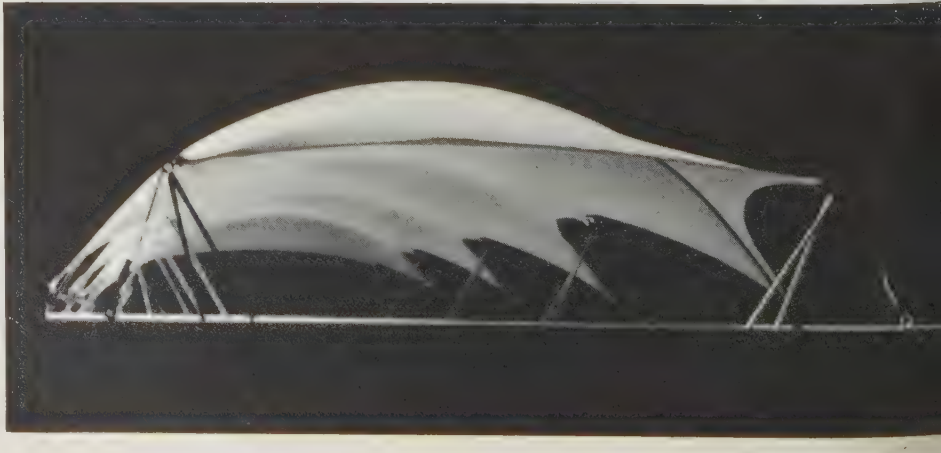
55 a



55 b



56



57

E SUL CALCOLO LE TENSOSTRUTTURE

siderazioni strutturali fondamentali

visto come in queste costruzioni, il porto fra il peso delle strutture por- i e l'area coperta raggiunga un valore co rispetto alla depressione esercita- al vento, e di conseguenza come al di o di questo valore, la costruzione ba essere non solo controventata, ma ne ancorata al suolo, al fine di salva- rdarla dall'azione di sollevamento.

sorbimento della trazione delle funi realizzazione del contorno delle or- re è dunque il problema cruciale nella gettazione delle tensostrutture; si im- e quindi un'analisi preliminare per are, in linea di massima, gli effetti a pretensione, delle curvature e del o proprio delle funi, sulla rigidezza e acità portante, per vedere come que- fattori influenzino il TIPO ed il CO- O delle strutture di « bordo » e delle dazioni.

ipo di strutture di bordo e delle fon- ioni, e conseguentemente il costo del getto, sono funzioni dell'intensità di tensione; inoltre deve essere preso in siderazione, durante la progettazione, atto che la rigidezza della rete è an- funzione della curvatura e del peso prio e che una errata scelta geome- o architettonica può aumentare consi- evolmente il costo del progetto.

di preliminari sull'interdipendenza dei detti fattori vengono effettuati attra- so l'uso della teoria basata sulla mi- izzazione dell'energia potenziale tota- I risultatti delle ricerche hanno por- alle seguenti conclusioni:

Le curve carichi-deformazioni non so- lineari: un incremento di carico pro- e incrementi più che proporzionali e deformazioni. Il materiale di co- tura dovrà perciò essere il più leggero sibile in modo da ridurre al minimo il o complessivo dell'insieme, dato che carichi permanenti ed accidentali di getto non si può influire.

Le curve carichi-tensioni per i cavi tesi sono molto vicine alla linearità.

L'effetto irrigidente non cresce tanto idamente quanto l'incremento di pre- sione.

l peso proprio della rete a parità de- altri parametri tende a diminuire la bilità della rete stessa. Perciò, per lsiasi rete, i cavi devono essere i più geri possibili.

rafici ricavati hanno mostrato anche per alti rapporti fra frecce e luce a maggiore resistenza alla deformazio- ne, e la rigidezza della rete è meno influenzata dal peso proprio dei cavi.

– Incrementando i carichi fino a che uno o più cavi portanti o di pre-tensione rimangano inerti, è risultato che a parità di pretensione, le coperture a più grande raggio di curvatura hanno una maggiore capacità portante.

Elaborazione della teoria calcolativa

L'elaborazione di una teoria calcolativa per i sistemi di copertura a funi pretese presenta notevoli difficoltà in quanto, pur ipotizzando l'elasticità dei materiali, studia, in strutture molto deformabili, conseguenze non lineari dei carichi. Le equazioni governanti il sistema elastico formato dalla rete di funi non sono lineari, perché le equazioni di equilibrio che derivano dalla configurazione deformata sono espressioni non lineari (non può dunque in questo caso trarsi profitto dalla grandissima semplificazione analitica legata alle proprietà distributive e associative delle funzioni lineari).

Negli ultimi 10 anni diverse teorie sono state avanzate per calcolare le deformazioni delle tensostrutture: dal punto di vista analitico tali strutture possono essere trattate come sistemi *discreti* o *continui*. La meccanica risolutiva dei due sistemi è identica: variano invece le assunzioni generali e il grado di approssimazione (Tab. B).

– *Considerando l'insieme dei cavi come un SISTEMA DISCRETO, di ogni punto (punto nodale) di intersezione fra due cavi delle opposte famiglie si scrivono le equazioni di equilibrio e di congruenza che esprimono la relazione intercorrente fra le tensioni agenti nei cavi, e i tratti di cavo che generano i punti di intersezione.*

I punti terminali dei cavi sono punti di « frontiera » e sono collegati alle travature di bordo. Dato l'elevato numero di cavi, nella pratica si finisce per approssimare la struttura reale ad una avente minor numero di cavi per ridurre il numero delle equazioni.

– *In alternativa l'insieme può essere considerato come un SISTEMA CONTINUO cioè come una membrana flessibile con proprietà fisiche speciali, per cui la rete di funi è assimilata ad una membrana sottile, omogenea, con comportamento elastico senza rigidezza flessionale.*

(In realtà i sistemi di cavi sono discontinui e tale approssimazione è accettabile solo quando la rete dei cavi è molto fitta).

Si considerano nel calcolo due configurazioni di equilibrio; la prima corrispondente ad uno STATO INIZIALE di carico in cui la rete è soggetta alla pretensione e al peso proprio dei cavi e la seconda ad uno STATO FINALE in cui la rete è sottoposta al carico addizionale esterno. Gli sforzi dei cavi sono sempre positivi (di trazione).

– La rete di funi considerata è formata da due ordini di funi ortogonali che stanno in piani verticali paralleli. Nei nodi non esistono scorrimenti tra le funi. Le funi sono pre-tese fino ad ottenere una desiderata conformazione prima dell'applicazione dei carichi esterni.

LA SINTESI RISOLUTIVA può essere schematizzata come dalla *tabella B* allegata dove:

T = sforzi di pre-tensione (stato iniziale) [noto]

$T+\Delta T$ = sforzi nello stato finale [incogniti]

p = carichi addizionali esterni [noti]

s = spostamento di un punto generico dallo stato iniziale allo stato finale [incognito]

u, v, w = componenti di s rispettivamente secondo x, y, z

α = coefficiente di dilatazione termica delle funi

ε = allungamento unitario.

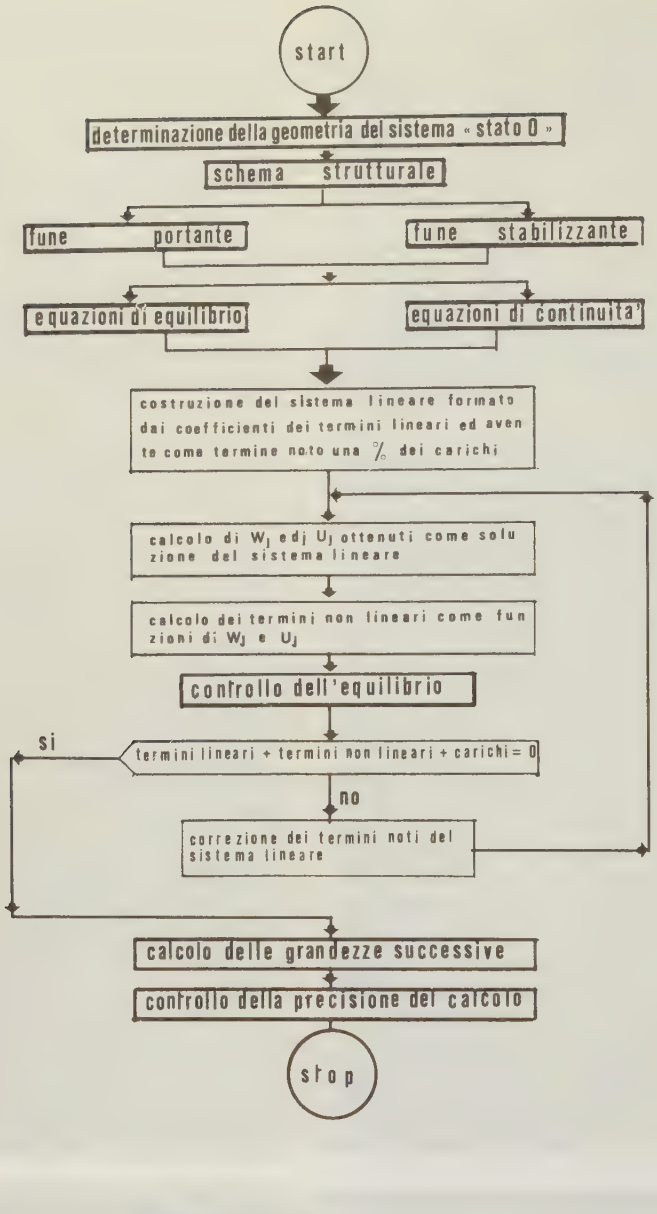
Essendo n il numero dei nodi, abbiamo 3 n equazioni e 3 n incognite rappresentate dagli spostamenti u, v, w degli n punti. Questo nel sistema discreto.

Analogamente nel sistema continuo otterremo una equazione differenziale che, integrata, darebbe la superficie elastica deformata. In generale si ha comunque un sistema di equazione non lineare nelle incognite le quali, perciò, non possono essere risolte direttamente.

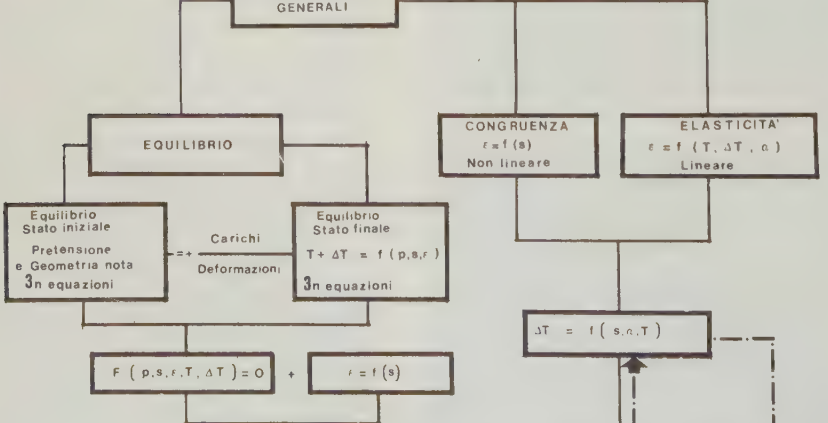
A causa della non linearità per la soluzione di tali equazioni si impiegano metodi iterativi che presentano non poche difficoltà a raggiungere la convergenza, ma che possono essere generalizzati ad una vasta gamma tipologica di queste strutture e si prestano ad essere trattati al calcolatore elettronico.

È importante notare che le condizioni a cui deve sottostare la geometria del problema sono imposte implicitamente nell'equilibrio dello stato iniziale e che le equazioni di equilibrio contengono perciò delle condizioni restrittive.

Infatti, in entrambi i sistemi, discreto e continuo, le ipotesi iniziali introducono degli errori e possono dare luogo a soluzioni sospette soprattutto quando vengono applicate a superfici fortemente curvate e soggette a carichi non simmetrici. Verifiche effettuate con prove pratiche hanno evidenziato che lo sviluppo dei procedimenti di calcolo può esaltare o minimizzare gli errori teorici impliciti



TAB. B



TAB. C

nelle assunzioni generali o quelli che derivano nel corso delle pratiche risolutive.
– La trattazione come sistema continuo introduce infatti, già nelle ipotesi, notevoli approssimazioni, che forzano le relazioni di equilibrio e di congruenza, falsando in definitiva le reali condizioni di funzionamento della struttura. Essa tuttavia permette di raggiungere velocemente risultati attendibili purché ci si limiti al livello di una prima approssimazione di calcolo e per forme particolarmente semplici e regolari della copertura.
– Il sistema più aderente alla realtà funzionale della struttura è invece il sistema discreto in quanto gli errori introdotti nelle ipotesi sono minimi sia a livello di assunzioni generali che di grado di approssimazione (dell'ordine dell'1÷2 %). È possibile tuttavia anche studiare, a partire dalle ipotesi, l'impostazione delle necessarie equazioni di equilibrio e di congruenza secondo uno schema teorico continuo, data la complessità dell'equazione integro-differenziale a cui si approda, purché si passi poi alle pratiche risolutive nel campo discreto, uniche intelleggibili da parte dell'elaboratore elettronico, attraverso metodi iterativi appropriati, la cui congruenza dovrà essere studiata caso per caso.

NOTA: Negli ultimi anni l'elaborazione dei metodi di soluzione analitica per sistemi piani ed a rete ha conosciuto importanti sviluppi sia a livello di perfezionamento delle impostazioni semplificative sia per l'affinamento dei procedimenti iterativi.
Per i *sistemi piani* a *modello discreto* (metodo delle differenze finite), una importante ricerca analitico sperimentale è stata sviluppata soprattutto recentemente dal centro Jawerth in Svezia, e, in Italia, dal Centro calcoli del Politecnico di Bologna, mentre il *modello continuo* è da molti anni oggetto di ricerche da parte della equipe Schleyer in Germania Ovest.
Per i *sistemi a rete*, lo studio del *modello discreto* ha registrato notevoli passi in avanti: dai primi studi di Bandel in Germania Ovest e poi di Siev-Eidelmann, attraverso i procedimenti semplificativi di Dean e Ugarte per casi particolari di strutture, fino ai recenti metodi iterativi messi a punto da Molmann e Mortensen (Svezia). Una ulteriore semplificazione delle pratiche calcolative è rappresentata dall'adozione del metodo della riflessione applicata alle reti di cavi avanzata da Bukhanan-Akim (USA).
Nel campo dei sistemi a rete come *modello continuo*, dopo le prime impostazioni di Elze Eras della Bauakademi

di Berlino, è notevole il contributo del team Otto-Schleyer, ripreso in seguito da Shore e Batish (USA) con l'adattamento della doppia serie di Fourier per la soluzione dell'equazione integrodifferenziale che viene attuata attraverso una procedura iterativa particolarmente rapida nella convergenza e facilmente computerizzabile.

L'elaborazione elettronica

Nell'elaborazione elettronica, il calcolatore non svolge un semplice lavoro di routine, ma ha la possibilità di influire in modo molto più profondo sulla progettazione. La possibilità di ripetere un lungo calcolo in pochi minuti consente di prendere in esame non solo i diversi metodi iterativi, ma anche le diverse combinazioni di forme e dimensioni, e quindi di scegliere la migliore tra le diverse impostazioni di progetto. In tal modo l'uso dei computers ha consentito la parziale ' ottimizzazione ' dei problemi strutturali, che fino a poco tempo fa era possibile solo in teoria.

Per quanto riguarda i problemi più specificamente inerenti al calcolo delle tensostrutture, si è già accennato come attualmente il livello raggiunto abbia permesso di impostarli e di risolverli attraverso una serie di appropriate ipotesi semplificative e procedure iterative. In particolare si è superata la maggiore difficoltà, quella cioè di definire una cosiddetta « funzione correttiva », ovvero un opportuno valore iniziale e soprattutto la forma più conveniente sotto cui esprimere la funzione della superficie, in modo tale da assicurare la convergenza della iterazione (e quindi la stabilità del sistema).

Il calcolo dei sistemi iterativi è stato pertanto reso adattabile alle varie procedure di elaborazione elettronica numerica ed analogica che permettono di fornire in tempi ridotti risultati di alta precisione, altrimenti onerosissimi per il grande numero delle incognite rappresentate dagli spostamenti dei nodi interni del sistema.

I vari sistemi di programmazione elettronica sono tutti più o meno simili nel loro iter risolutivo: tra i più recenti riportiamo, a titolo di esempio, lo schema indicativo di un programma messo a punto dal Centro Calcolo del Politecnico di Bologna, per la risoluzione di alcune tipologie di tensostrutture piane e a rete [5].

Le varie fasi illustrate nella Tab. C comprendono: i dati del programma (o inputs) costituiti dallo stato geometrico-tridimensionale della struttura nella fase O ed i termini di caricamento in tre fasi successive; in secondo luogo viene applicato il metodo iterativo per la determinazione delle incognite indipendenti Wi ed Ui (gli spostamenti in corrispondenza dei nodi interni del sistema); il calcolo iterativo termina quando la condizione di equilibrio viene ad essere verificata per i valori Wi ed Ui trovati e, generalmente, la convergenza viene raggiunta dopo una diecina circa di interazioni; infine nella terza parte del calcolo vengono usate le soluzioni Wi ed Ui per trovare i valori delle incognite dipendenti.

Anche relativamente alla problematica progettuale delle tensostrutture, il concetto di « struttura ottimale » per determinati problemi architettonici o per la progettazione di elementi in serie, nel senso descritto al paragrafo D, può essere a sua volta sviluppato attraverso la elaborazione elettronica. Quest'ultima può infatti essere sfruttata come un processo di ottimizzazione, caso per caso, dei criteri di scelta su di un test di classi (ovvero di componenti elementari strutturali) geometricamente e staticamente ben definibili ma il più vaste possibili (come ad esempio la classe degli hypar).

È in questo settore che cominciano perciò a farsi sempre più interessanti, via via che la loro tecnica si va perfezionando, particolari strumenti collegati a computers opportunamente programmati, come i lettori ottici che permettono l'immediata memorizzazione di informazioni grafiche in forma numerica e i tracciatori automatici o plotters che, inversamente, traducono in forma grafica determinati risulati in uscita da un computer. Attraverso un uso appropriato dei suddetti strumenti, sarà possibile non solo seguire istantaneamente le modificazioni geometrico-tensoriali della copertura indotte dalla variazione di alcuni dei suoi parametri caratterizzanti, ma anche sviluppare metodi di ricerca di nuove espressioni formali di tensostrutture computabili al tempo stesso con le più svariate necessità progettuali e con le più rigide esigenze strutturali.

In pratica, supponendo ad esempio di variare la forma dei bordi (e quindi dal punto di vista analitico le condizioni al contorno) di una tensostruttura ipotizzata in regime statico membranale, potremo seguire con immediatezza su terminale video di un calcolatore opportunamente programmato, le corrispondenti variazioni della superficie media della membrana e disegnare via via con una penna a luce sullo schermo « sketchpad » (letteralmente: taccuino per schizzi) i successivi cambiamenti prodotti nella forma dei bordi e i differenti profili assunti conseguentemente dalla superficie. Le informazioni grafiche, che vengono immagazzinate in forma numerica, permettono di controllare di volta in volta gli equilibri delle forze in giuoco che vengono a prodursi: in altri termini, l'elaborazione elettronica permette, dopo un certo numero di tentativi, di stabilire per un determinato problema progettuale quale sia la superficie di massimo rendimento e di minimo strutturale per l'assegnato campo di forze da equilibrare. Analogamente è anche possibile aprire nuovi campi di indagine su delle superfici di cui non esista ancora nessuna rappresentazione grafica, ma che siano descritte solo matematicamente, lasciando al plotter il compito di tradurre questa descrizione in forma grafica.

È in questo settore che si sta sviluppando tutta la moderna impostazione della ricerca tipologica delle tensostrutture ed è facilmente intuibile l'importanza di questi dispositivi come aiuto nella progettazione di forme fisiche delle quali si possegga in partenza solo una descrizione matematica; sarà possibile inoltre, variando uno o più parametri, ottenere famiglie di forme simili aumentando così sempre più il campo di indagine e di perfezionamento formale delle tensostrutture.

V
NOTE SULLE CARATTERISTICHE TECNICO-COSTRUTTIVE DELLE TENSOSTRUTTURE

Le più recenti realizzazioni hanno evidenziato il progressivo sviluppo delle possibilità strutturali, formali e di affinamento delle caratteristiche tecniche delle tensostrutture. Una affermazione definitiva di questo sistema costruttivo verrà indubbiamente sancita dalle vele membrane progettate da Frei Otto ed attualmente in corso di esecuzione per la copertura degli impianti sportivi dei giuochi olimpici di Monaco della prossima estate.

Numerosi sono dunque gli aspetti ormai convalidati da una decennale esperienza pratica che hanno indicato nelle tensostrutture un valido sistema per la copertura di grandi luci e di forme planimetriche del tipo più svariato (siano esse coperture giganti o coperture formate dall'assemblaggio di componenti elementari in serie).

Ne riassumiamo perciò brevemente le caratteristiche più peculiari.

a) *Caratteristiche tecniche*:

– Versatilità strutturale e compositiva, particolarmente adattabile alle nuove

istanze architettoniche ed alle nuove tendenze di industrializzazione dell'edilizia.

– Utilizzazione ottimale del materiale: infatti l'impiego delle funi, elementi strutturali pressoché privi di rigidità flessionale, consente di avere solo sollecitazioni assiali di trazione. L'ottimo sfruttamento del materiale e la uniforme ripartizione delle tensioni consentono perciò di raggiungere un elevato valore del rapporto resistenza-peso.

– Aumento della sicurezza statica a rottura poiché il coefficiente di sicurezza, inteso come coefficiente di amplificazione dei sovraccarichi per giungere alla rottura, viene generalmente maggiorato rispetto a quello inteso come coefficiente di amplificazione delle tensioni assunto come ipotesi.

– Sicurezza antincendio, in quanto la dilatazione dei materiali, essendo i cavi sollecitati solo a trazione, provoca semplicemente una caduta della pretensione: si ha perciò un aumento della curvatura ma non il crollo, in quanto prima deve scaricarsi tutto lo stato di coazione preliminare (la pretensione) imposto al sistema.

– Buon comportamento alle azioni sismiche, risultando assai limitate le forze di inerzia conseguenti ai movimenti ondulatori e sussultori: infatti l'accelerazione sismica agisce su masse notevolmente ridotte rispetto a quelle tipiche delle strutture convenzionali.

– Buon comportamento anche in presenza di cedimenti ineguali dei piedritti, in quanto si verifica un istantaneo adattamento dei cavi alle nuove condizioni di equilibrio, senza apprezzabili modifiche delle tensioni in giuoco.

b) *Caratteristiche dei materiali*:

– Vengono utilizzate funi di acciaio ad alta resistenza (da 180 a 200 kg/mmq) aventi un modulo elastico E compreso tra 1,4 e $1{,}9 \times 10^6$ kg/cmq, variabile con la composizione strutturale delle funi stesse (esse sono costituite da un certo numero di fili elementari la cui disposizione caratterizza il tipo della fune: fune spiroidale o di tipo chiuso o semichiuso) e della tensione cui esse sono sottoposte.

– In funzione di quest'ultimo campo di variabilità (la tensione), il prestiramento delle funi sarà imposto in modo da raggiungere valori tali che, in diagramma, il tratto corrispondente al caricamento sia all'incirca corrispondente con il tratto di scaricamento.

– Per ottenere una resistenza elevata alla rottura si agisce sia attraverso il procedimento di trafilatura dei cavi (funzione esponenziale della riduzione della sezione), sia aumentando il tasso di carbonio nell'acciaio (funzione lineare dell'aumento di resistenza). Il tasso di carbonio impiegato in questo tipo speciale di acciai è, a titolo informativo, notevolmente superiore allo 0,78 %.

– Le funi comunemente impiegate sono quelle di tipo spiroidale, ma qualora si debba far fronte a problemi di corrosione particolarmente importanti si preferisce ricorrere alle funi di tipo chiuso, con la aggiunta di vari sistemi protettivi: bitumatura, zincatura, plasticizzazione dei cavi. Tuttavia la protezione più efficace consiste in un procedimento di galvanizzatura dei fili elementari dei cavi, fatta prima o dopo la trafilatura, procedendo poi alla loro copertura con guaine di materia plastica (del tipo cloruro di polivinile o polietilene).

c) *Caratteristiche di trasporto e di montaggio*

– Estremamente vantaggiose sono anche le caratteristiche di trasporto, in quanto le funi raggiungono il cantiere avvolte su tamburi. Il peso delle tensostrutture, che possono essere costituite da elementi strutturali continui di più di 200 m. di lunghezza, è compreso generalmente tra i 4 ed i 6 kg/mq ed è perciò possibile trasportare con un solo camion gli elementi strutturali necessari a 2000-2500 mq di copertura.

– La tabella allegata (tempi massimi per la costruzione di una tensostruttura di tipo piano; sistema Jawerth) mostra il programma tipico dei lavori per una costruzione di tipo medio di circa 10.000 mq. coperti. È da notare che il tempo di fornitura è condizionato dai termini di consegna delle ditte produttrici di funi. Il montaggio delle funi prestirate richiede mediamente 0,2 ore a mq.: tale sistema strutturale, poiché non richiede casserature ed armature provvisorie, permette altre fasi di costruzione simultanea di tipo prefabbricato il che porta ad una forte diminuzione dei tempi di cantiere.

– Si raggiunge in tal modo una migliore organizzazione in senso assoluto della gestione del cantiere, sia per la diminuzione delle attrezzature necessarie, rispetto ai sistemi tradizionali, sia per la maggiore corrispondenza tra consuntivi e preventivi sia per la possibilità di ottimizzazione strutturale.

VI
CONGRESSI, CENTRI DI PROGETTAZIONE E DI RICERCA SULLE TENSOSTRUTTURE

L'adozione sempre più estesa delle tensostrutture incentivata dall'affinamento della loro tecnica costruttiva, tende a riproporre ai progettisti il problema dei fenomeni di deformabilità attualmente accentuati dal salto di scala dimensionale raggiunto. Nel caso delle vele giganti, delle vele-membrane soprattutto, gli stati vibratori indotti dalle azioni aereodinamiche tendono ad assumere livelli di intensità veramente pericolosi. Infatti, a differza dello studio, ormai praticamente impostato e risolto, degli effetti indotti dalle azioni statiche, il calcolo delle sollecitazioni conseguenti all'azione dinamica del vento è difficilmente affrontabile per via teorica.

Tra i vari problemi inerenti le tensostrutture, quelli legati ai fenomeni di instabilità aerodinamica e di vibrazioni autoeccitate (flutter), sono stati accennati al I Congresso internazionale sulle strutture a cavi, tenuto a Parigi nel 1962 dalla I.A.S.S. (International Association for Shell Structures) per essere poi ridiscussi in maniera più approfondita al 2° Congresso I.A.S.S. di Leningrado del 1966. Dai risultati e dalle esperienze confrontate nel corso dei suddetti congressi ed altrove, nei vari centri di ricerca che man mano andavano strutturandosi, si è andata sempre più evidenziando l'importanza della verifica sperimentale su modelli, ai fini dell'impostazione delle ipotesi semplificative che hanno contribuito alla evoluzione delle pratiche calcolative.

È in tal senso, come si è già detto nell'introduzione, che si orienta il maggior impegno della ricerca sul tema delle tensostrutture, per cui i due metodi, quello analitico e quello sperimentale, vengono considerati sempre più strettamente complementari.

Numerosi sono stati i seminari, le giornate di studio e di incontro sulle tensostrutture che hanno caratterizzato questi ultimi 10 anni. Tra i più significativi ricordiamo quelli promossi dai centri di ricerca dell'I.P.R.V.T. (Sarger, Battellier, Robichon, Convert ecc.) e tenuti a Parigi nel '62, a Stoccarda nel 1964, a Ginevra nel '66; dalla C.E.A. (Centre d'Etudes Architecturales) di Bruxelles; dall'I.R.A.S.S. di Parigi (S. Du Chateau) dagli studi professionali di progettazione della C.E.T.A.C. di Parigi e dalla Jawerth Interstatik di Stoccolma.

Un notevole contributo allo sviluppo delle tensostrutture è infine rappresentato dalle ricerche analitiche e sperimentali portate avanti da numerosi centri universitari europei ed americani dei quali citiamo i più importanti:

Il centro di ricerche di progettazione e sperimentazione dell'Istituto per le Strutture Leggere dell'Università di Stoccarda, I.S.L. (Frei Otto); i Centri di Rice

che Sperimentali su modelli delle Università di Dresda e di Berlino Est (Sarger-Henselmann); il Centro di Ricerche Strutturali della Università del Surrey, G. B. (Makowski); il Centro di Ricerche Strutturali dell'Università di Mosca; Il Centro di Ricerche calcolo e sperimentazione dell'Università di Pennsylvania, USA (Le Ricolais); l'Istituto di Costruzioni della Università di Bucarest (Dragomir-Gheorghiu); il Laboratorio di Ricerche di calcolo e Strutturali dell'Università di Danimarca (Molmann-Mortensen); l'Istituto di Tecnica delle Costruzione ed il Centro Calcolo del Politecnico di Bologna; la Tennesse Technological University ecc.

Di norma si adottano funi di tipo spiroidale o di tipo chiuso o semichiuso ad alta resistenza (180 kg/mm²).

Precedentemente inserite nel paragrafo D.

Tale tessuto ad alta resistenza, formato da una trama di fibre artificiali di poliestere rinforzato, rivestito su ambedue le facce da strati di PVC, ha proprietà meccaniche cui corrisponde una resistenza tra i 300 e i 1000 kg/5 cm, per spessori variabili tra 850 e 1100 grammi/mq.

Vedi Hussey-Bucholdt: « The behaviour of small prestressed cable roofs subjected to uniformly distributed loading » Space Structures, Oxford 1967.

Tale programma è stato scritto in Fortran IV per un elaboratore elettronico 6600 della Control-Data.

MARGHERITA PAOLINI

BIBLIOGRAFIA PER ARGOMENTI

I. Pubblicazioni di carattere generale introduttive alle tensostrutture

1. *American Iron and Steel Institute,* « *Steel Cable in Building Design* », *aprile 1967.*

2. *Bethlehem Steel Corporation,* « *Cable Roof Structures* », Booklet, *febbraio 1968.*

3. *British Iron and Steel Federation,* «*Suspension and Tension Supported Structure*», Steel Designer's Manual, *Crosby Lockwood and Son, Ltd., 1966.*

4. *Davies J. M.,* « *Space Structures* », *Blackwell Scientific Publication, Oxford, 1967.*

5. *Engel Heinrich,* « *Structures Systems* », *London Liffe Books Lt., 1968.*

6. *Fourtané Michel,* « *Système Jawerth - Recherche d'une Structure Tendue Industrialisée* », S.A.D.G., *n. 106, p. 14, ottobre 1967.*

7. *Francis A. J.,* « *Analysis of Suspension Cable Behaviour* », Engineer, *London, Vol. 219, p. 1094-1101, 25 giugno 1965.*

8. I.A.S.S. *(International Association for Shell Structures), Seminario a Parigi 1962, Seminario a Leningrado 1966.*

9. *Institut Technique et Plastique de Recherche sur les Voiles Pretendue* (I.T.P.R.V.P.), « *Seminaires d'études* » *Parigi 1962-63, Ginevra 1963, Stoccarda,* « *Structures nouvelles en architecture* », *Parigi 1965.*

10. *Majowieski M.,* « *Tensostrutture* », Ingegneri, architetti e costruttori, *gennaio 1972.*

11. *O' Brien W. J.,* « *Behaviour of Loaded Cable Systems* », Journal of the Structural Division, A.S.C.E. Proceedings, *Vol. 94, n. ST10, pp. 2281-302, ottobre 1968.*

12. *Otto Frei* « *Tensile Structures* », *Vol. 2°, M.I.T. Press, 1969.*

13. *Sarger René,* « *Etude Theorique de Constructions en Toitures Suspendues et Voiles Prétendues* », Hanging Roofs, *North Holland Publishing Company, Amsterdam, pp. 3-12, 1963.*

14. *Shore S. - Chaudari B.,* « *Cable Structures Bibliography* », *University of Pennsylvania, American Iron and Steel Institute, New York, maggio 1968.*

15. *Siegel Curt,* « *Formes Structurales de l'architecture moderne* », *Ed. Eyrolles, Parigi 1965.*

16. « *Tensostrutture* », *Monografia U.I.S.A.A., n. 7, 1970.*

II. Sistemi piani: caratteristiche tipologiche e geometrico strutturali

1. « *Bicycle-wheel Roof Spans 240 Feet* », Architectural Forum, *pp. 144-146, maggio 1960.*

2. « *First Cable-suspended Circular Roof Structure* », Civil Engineering, *n. 1, p. 69, gennaio 1961.*

3. *Fischer Jr. Fred,* « *Cable Roof for Madison Square Garden* », Civil Engineering, *n. 6, pp. 66-70, giugno 1967.*

4. « *Bicycle Wheels* », Progressive Architecture, *pp. 144-53, febbraio 1961.*

5. *Postulka' J.,* « *Circular Utility Structures with Hanging Roofs* », S.N.T.L. Technical Digest, *n. 7, pp. 43-48, 1964.*

6. *Zetlin Lev,* « *Designing with Cable Hung Roof Structures* », Architectural and Engineering News, *p. 44, 1964.*

7. *Zetlin Lev,* « *Steel Cable Creates Novel Structural Space System* », Engineering Journal of A.I.S.C., *n. 1, p. 1, gennaio 1964.*

8. *Boyle J. A.,* « *The Jawerth System for rigid Cable Roof Trusses* », Strands, *n. 1, S. 16, 1962.*

9. *Fourtané Michel,* « *Recherche d'une Structure Tendue Industrialisée* », S.A.D.G., *n. 160, p. 14, 1967.*

10. *Hedlund Ragnar,* « *Das Jawerth System* », Deutsche Bauzeitschrift, *n. 11, 1664.*

11. *Jawerth David - Hottinger Hans,* « *Cubiertas colgantes pretensadas* », Instituto tecnico de la Construcción y del Cemento, *n. 199.*

12. *Jawerth David,* « *Vargespannte Hangekonstruktion aus gegensinnig gekrummten Seilen mit Diagonalverspannung* », Der Stahlbau, *n. 5, 1959.*

13. *Jawerth David,* « *Einige Bauten Mit Vorgespannter Hangekonstruktion Aus Gegensinning Gekrummten Seilen* », Hanging Roofs, *North Holland Publishing Company, Amsterdam, pp. 117-28, 1963.*

14. *Jawerth David,* « *La salle omnisport de Varnamo* », Le Trefile, *novembre 1961.* « *Swedish Roofing System* », Industrial Architecture, *n. 10, S. 718, 1963.*

15. *Jawerth David,* « *Eisstadion Stockholm-Johanneshov, Technologie, Statik, Dynomik und Bauausfuhrung* », Der Stahlbau, *n. 3, 1966.*

16. *Jawerth David,* « *Ein Entwurf für das Olympiastadion Munchen* », Der Stahlbau, *n. 9, 1967.*

17. *Jawerth David - Schulz Horst, Die Dachkonstruktion der Sporthalle ' Victor Hugo ' in Bordeau* », Der Stahlbau, *n. 11, 1967.*

18. *Institut Technique et Plastique de Recherche sur les voiles Prétendues* (I.T.P.R.V.P.), « *Seminaires d'études* », *Parigi, 1962.*

19. « *Structures nouvelles en architecture* », *Parigi, 1965.*

20. *Majowieski M.,* « *Tesostrutture: Sistema Jawerth* », Acciaio, *n. 4, 1971.*

III. Sistemi a rete: caratteristiche tipologiche e geometrico-strutturali

1. *Dragomir V.,* « *Sur une surface reglée de birotation* », *Institut des constructions, Bucarest 1969.*

2. *Dragomir V. - Gheorghiu A.,* « *Répresentation géométrique des structures spatiales par la méthode axonométrique* », Cahiers du Centre d'Etudes Architecturales. *Bruxelles 1971.*

3. *Engel H.,* « *Structures Systems* », *London Life Books Ltd., 1968.*

4. *I.A.S.S. (International Association for Shell Structures)* « *Colloquium on Hanging Roofs* » *North Holland Publishing Company, Amsterdam 1963.*

5. L'Industria Italiana del Cemento,
« *Costruzione della piscina al Parco Solari di Milano* », *n. 9, settembre 1967.*

6. I.T.P.R.V.P. *(Institut Technique et Plastique de Recherche sur les Voiles Prétendues),*
« *Seminaires d'études - Structure et Architecture* », *Paris 1965.*
« *Structures nouvelles en Architecture* », *Paris - Exposition 1965.*

7. *Lindovschi J.,*
« *Structures de toitures suspendues en U.R.S.S. et à l'étranger* », Architecture S.S.S.R., *1960.*

8. *Maier G.,*
« *Le tensostrutture: uno sguardo allo stadio attuale dello sviluppo* ».
Costruzioni metalliche, *n. 4, 1963.*

9. *Makowski Z. S.,*
« *Strutture spaziali in acciaio* »,
U.I.S.A.A., Milano 1967.

10. *Otto Frei,*
« *Tensile Structures* », *vol. 2°,*
M.I.T. Press, 1969.

11. *Salvadori M. - Heller R.,*
« *Le strutture in Architettura* »,
Etas Kompass, Milano 1964.

12. *Sarger R.,*
« *Introduction sur les structures en voiles prétendues* », Le Moniteur des Travaux Publics et du Batiment, *settembre 1965.*

13. *Sarger R.,*
« *Recherches structurales et projets en R.D.A.* »,
L'Architecture d'Aujourd'hui, *n. 99, 1962.*

14. *Sarger R.,*
« *Centre sportif municipal de Saint Ouen* »,
Annales de l'Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics, *dec. 1969.*

15. *Sarger R.,*
« *Des voiles minces aux voiles prétendues* »,
Cahiers du Centre d'Etudes Architecturales,
n. 1, Bruxelles 1967.

16. *Schmidt W.,*
« *Das Steife Hangedach* »,
Bauindustrie, *1968/H9/S. 39.*

17. *Siegel C.,*
« *Formes structurales de l'architecture moderne* », *Editiones Eyrolles, Paris 1965.*

18. *Structure Tendues et Prétendues,*
Cahier n. 5 du Centre d'Etudes Architecturales,
Bruxelles 1967.

19. *Tensostructure,*
Monografia U.I.S.A.A., n. B 7, Milano 1970.

20. « *Comportamento statico di membrane e reti* », Casabella, *n. 307, luglio 1966.*

21. *Foti C.,*
« *Sulla statica delle tensostrutture a rete* »,
Annali della Facoltà di Ingegneria di Bari,
vol. VII, 1968.

22. *Medlin R. L.,*
Progressive Architecture, *vol. 46, agosto 1965.*

23. *Otto Frei,*
Bollettini dell'Institut für Leichte Flächentragwerke Universität, Stuttgart
1970 - 1971 (membrane e reti).

24. *Roller G.,*
« *Statistics of Hanging Roofs* »,
Dissertation, University for Construction and Traffic Technology, *Budapest, 1960.*

25. *Sarger R.,*
« *Etude théorique de construction en toitures suspendues et voiles prétendues* » *Colloquium* on Hanging Roofs, I.A.S.S., *Paris 1962.*

26. *Siev A.,*
« *Prestressed roofs bounden by Main Cable* »,
Intern. Ass. for Bridge and Struct.
England Publication, *vol. 27, 1967.*

27. *Stein E.,*
« *The Design of pretensioned Networks in the Shape of P. H. with Edge Cables* »,
Colloquium on Hanging Roofs,
North Holland Publishing Company, 1963.

IV. Metodi analitici e sperimentali per il calcolo di sistemi continui

1. Monaert,
« *Roofs and Walls of prestressed Cables* » *(D),*
Acier-Stahl-Steel, *25, pp. 299-305, 1960.*

2. *Balgac E.,*
« *Die neue Ausstellungshalle der Texilmesse in Leskovac* » *(D),* Beton und Stahlbetonhau,
56, pp. 157-163, 1961.

3. *Eras G. - Elze H.,*
« *Calculation Methods for Prestressed, Doubly Curved cable-Net Structures* » *(D)*
Bauplanung-Bautechnik, *No. 7, 1961.*

4. *Rabinovic J. M.,*
« *Prestressed roofs* » *(R)*
Gosstrojizdat - *Centro ricerche strutturali Università di Mosca, 1692.*

5. *Rabinovic J. M.,*
« *Hange Dacher* » *(D)*
Bauverlag - Wiesbaden 1966.

6. *Schleyer F. K.,*
« *Die Berechnung Von Seilnetzen* » *(D)*
Paper in I.A.S.S. Colloquium, *Paris 1962.*

7. *Schleyer F. K.,*
« *Frei Otto* » Cables, Nets, and Membranes,
(D), vol. 2°, Verlag Ullstein, Berlino 1966.
(E), Massachusetts Institute of Technology, London 1969.

8. *Mollman H.*
« *A Study in the Theory of Suspension Structures* » *(E)*
Akademisk Eorlang, Copenhagen 1965.

9. *Mollman H. - Mortensen P. L.,*
« *The analysis of prestressed cable nets* »,
Space Structures, *cap. 75.*
Blackwell Scientific Publication, Oxford 1967.

10. *Bathish G. N.,*
« *Membrane analysis of cable roofs* » *(E)*
Ph. D. Dissertation, *University of Pennsylvania, 1966.*

11. *Bathish G. N. - Shore S.*
« *Membrane analysis of cable roofs* » *(E)*
Space- Structures, *cap. 76,*
Blackwell Scientific Publication, Oxford 1967.

12. *Ralston Antony,*
« *A first Course in Numerical Analysis* » *(E)*
McGraw-Hill, N. Y. 1965.

13. *Zagiskin V. L.,*
« *Handbook of Numerical methods for the Solution of Algebrical and Trascendental Equations* » *(E), Pergamon Press, pp. 164-175, Oxford 1961.*

V. Metodi analitici e sperimentali per il calcolo di sistemi discreti

1. *Akin J. E.,*
« *The Reflection Method applied to the Analysis of structural nets* », *Master's Thesis,*
Tennessee Technological University
Cookeville, Tennessee 1966.

2. *Askegaart V. - Alberts A. - Mortensen P. L.,*
« *Experimentelle Spannungsanalyse* »
Vortäge der VDE/VDI Tagung
(International Taguns Berlin, march 1966)
VDI Berichte *n. 102, Verein Deutscher Ingenieure Verlag, Dusseldorf 1966.*

3. *Auzas R. F.,*
« *Two dimensional stress distribution by the Reflected stress Method* », *Thesis,*
Princeton University, Princeton, N. Y. 1962.

4. *Bandel H. K.,*
« *Das orthogonale Silnetz, Hyperbolisch-Parabolischer Form, under verticalen Lastzuständen und Temperaturänderung* »,
Der Bauingenieur, *n. 10, 1959.*

5. *Brainov M. N.,*
« *Free hanging single curvature net works* »
(sistemi piani), Space Structures,
Blackwell Scientific Publications, Oxford 1967.

6. *Buchanan G. R. - Akin J. E.,*
« *The Deflection Aanalysis of structural nets using Reflection Methods* », Space Structures
Blackwell Scientific Publications, Oxford 1967.

7. *Bucholdt H. - Hussey,*
« *The Behaviour of Small Prestressed Cable Roofs, subjected to uniformly Distributed Loading* », Space Structures,
Blackwell Scientific Publications, Oxford 1967.

8. *Ceccoli C.,*
« *Tensostrutture: sistemi di cavi incrociati* »,
Conferenza al Corso di Aggiornamento sulle costruzioni metalliche C.T.A.,
Bologna, marzo 1971.

9. *Dean D. L. - Ugarte C. P.,*
« *Analysis of structural nets* »,
Publs. int. Ass. Bridge struct. Engng., *23, 196*

10. *Foti C.,*
« *Metodi di calcolo delle tensostrutture a rete* »
Annali della Facoltà di Ingegneria di Bari,
vol. VII, 1968.

11. *Gero J. S.,*
« *The Analysis of Cable Networks using an iteration technique* »,
Architectural Science Rev., *vol. 10 march 196*

12. *Gero J. S.,*
« *Computer Program for the shape of Prestressed Orthogonal Cable Networks* »,
Architectural Science Review, *1969.*

13. *Jawerth D.,*
« *Vorgespannte Hängekonstruktionen* »
(sistemi piani), Der Stahlbau, *n. 5, 1959.*

14. *Jawerth D. - Schulz H.,*
« *Marförankringarna till Johanneshovs Isstadio i Stockholm* » *(sistemi piani),*
Byggmästaren, *n. 7, 1963;*
Der Stahlbau, *n. 3, 1966.*

15. *Jawerth D. - Schulz H.,*
« *Ein Beitrag zur Frage der Eigenschwingunge windanfachenden Kräfte und dynamischen Stabilität bei hängenden Dächern*» *(sistemi pian*
Der Stahlbau, n. 1, 1966.

16. *Majowieski M.,*
« *Tensostrutture (sistemi piani), indagine teoric fune portante e fune stabilizzante con collegamenti inclinati* ». *Tesi.*
Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Bologna 1969;
supplemento ad Acciaio, *n. 9, 1970.*

17. *Majowieski M.,*
« *Tensostrutture* » *(sistemi piani),*
Ingegneri, Architetti e Costruttori, *gennaio 197*

18. *Molmann M. - Mortensen P. L.,*
«*The Analysis of prestressed roofs*» *(cable net*
Tecnical University of Danmark.
Space Structures, *Blackwell Scientific Publications, Oxford 1967.*

19. *Moran T. P.,*
« *A basic mathematical model for cable networks* », The Journal of Architectural Structures, *Cornell University, vol. I, may 19*

20. *Roller G.,*
« *Calculation of Doubly Courved Hanging Roofs under Tension, based on 2 order Theor*
Bautechnik, *n. 2, 1963.*

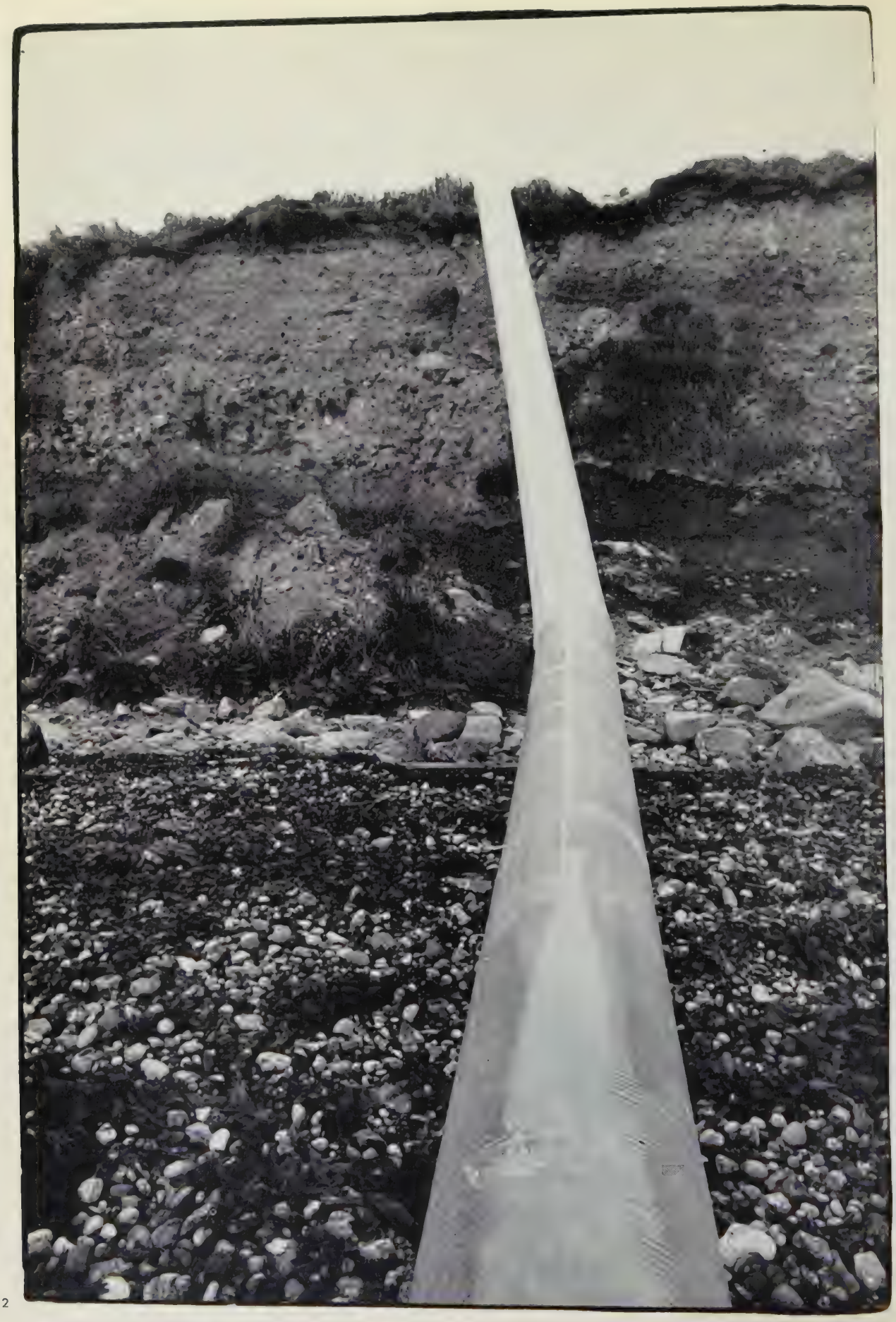
21. *Schleyer F. K. - Frei Otto,*
« *Zugbeanspruchte Kontruktionen* », *Band 2.*
Verlag Ullstein, Berlin 1966;
ovvero: « *Tensile Structures* »,
Massachusetts Institute of Technology,
M.I.T. Press, London 1969.

22. *Siev A.,*
« *Stability of prestressed roofs* »,
D. Sc. Thesis, Israel Inst. of Techn., Haifa 19

23. *Siev A. - Eidelman J.,*
« *A general analysis of prestressed nets* »,
Publs. int. Ass. Bridge struct. Engng., *n. 23, 19*

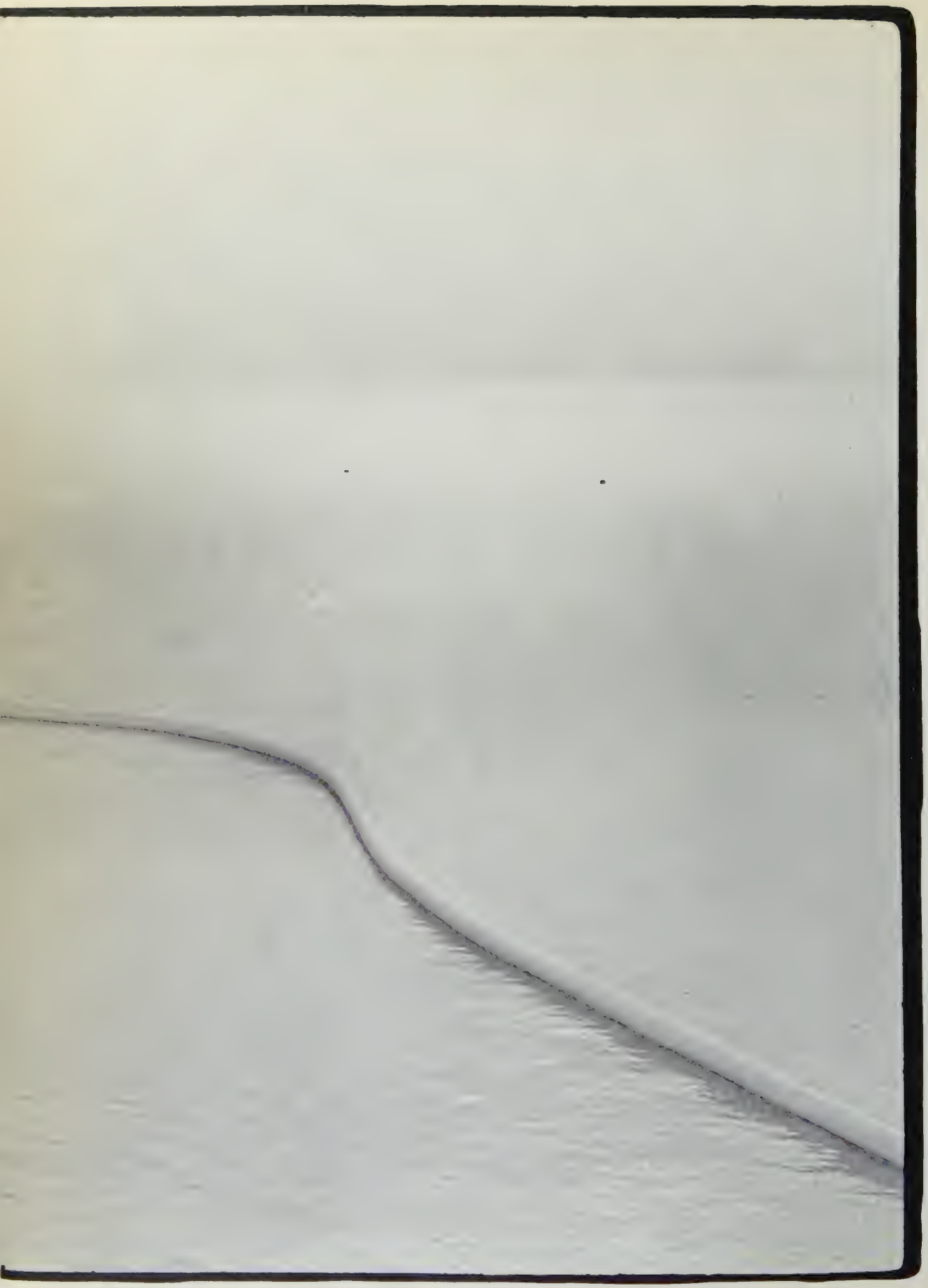
24. *Siev A. - Eidelman J.,*
« *Stress Analysis of prestressed roofs* »,
J. struct. Div. Am. Soc. civ. Engrs,
ASCE *90, 1964.*

GRAHAM STEVENS' PNEUMATIC WORKS PHOTOGRAPHED BY ANDREW TWEEDIE



2







4



5

« Air is in our bodies, our bodies live in air, and the planet earth we live in is housed in air. Air is the physical connection between us and our environment, transmitting our sense experience of light, heat, sound, taste, smell and pressure But its very transparency prevents us from observing its continuous transformations. Atmosfields and pneumatic environments aim to reveal the aesthetic of air, both in the natural states which make up the atmosfphere and by using thin membranes to manifest their motions and forces, in order to extend and change our direct experience of air and our relation to our atmospheric environment...
... We normally relate to the environment in two main ways -



6



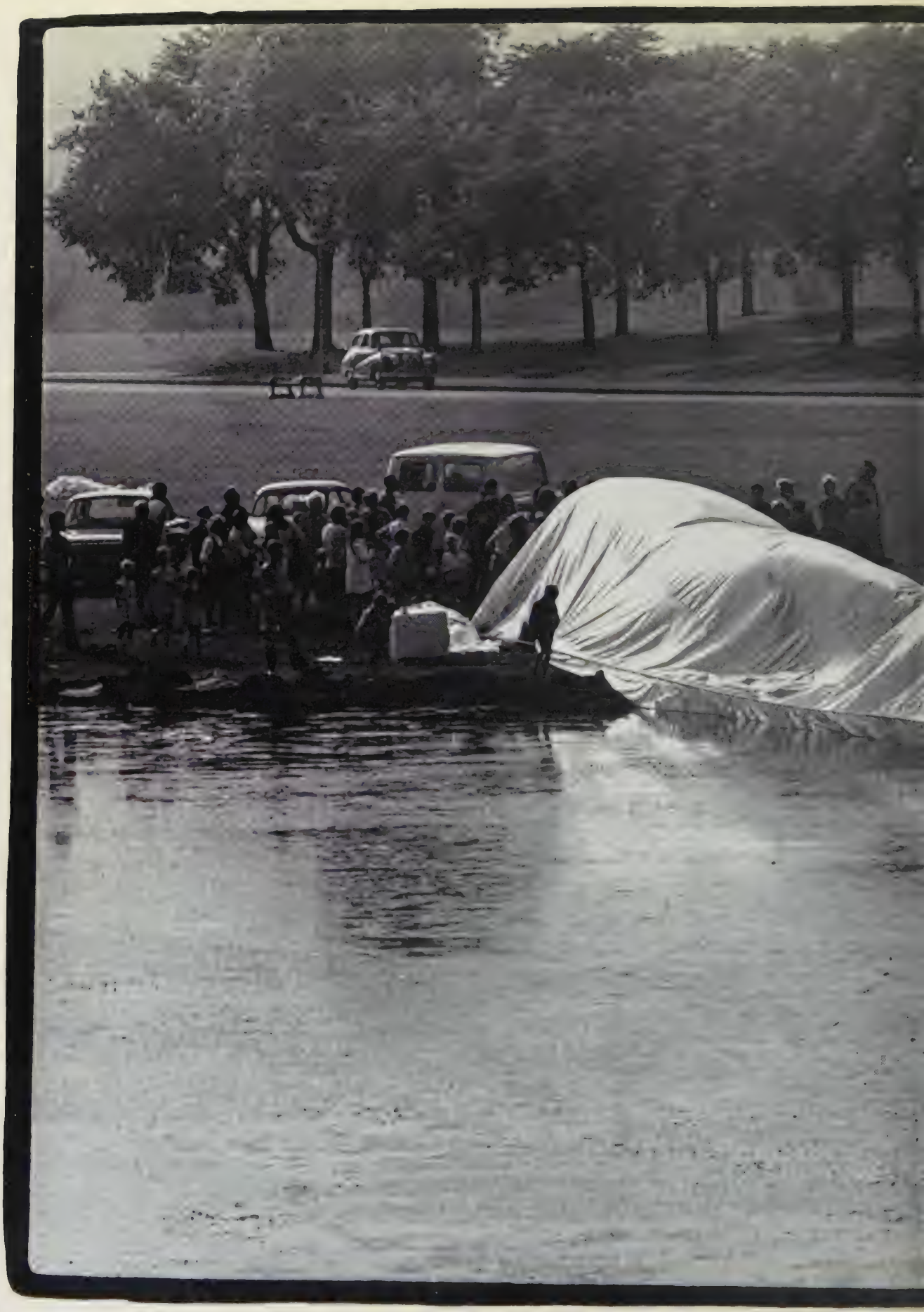
7

physically by walking, lying, sitting, moving, jumping, etc., and mentally through our bodies image, that is, the way in which we see ourselves relating to other people and to the environment. The aim of environmental structures is to produce direct mental and physical experiences of the environment using universal body language...

... The universe and all that exists within it is in constant motion, energy forming and re-forming matter." Energy is not only the force that keeps the all in continuous motion, it is also the fundamental substance of which the world is made." (W. Heisemberg). We are all part of an energy continuum throughout the universe and this continuum can



8



9



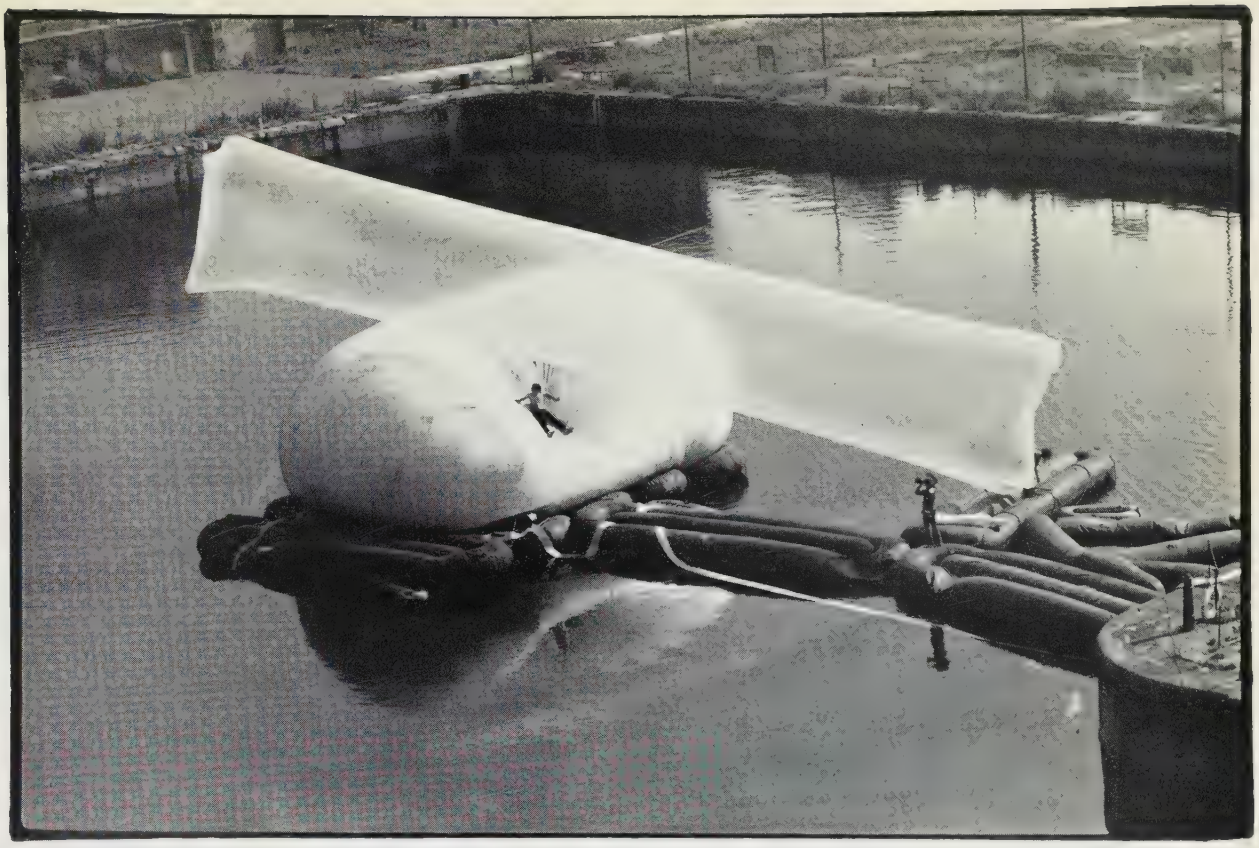


10

be given cultural expression using air structures.
... Understanding of energy processes is reaching the point where the wave emission of the body and brain can be registered and measured, opening up the possibility of ultimate environmental control - of controlling environmental switching gear by thought and, further, controlling bodily conditions by chemical and mental processes. »
(Graham Stevens, from Architectural Design, 3, 1972).
1,2,3. *A quarter mile long Hovertube (Cornwall, 1970): a device for crossing land, water, swamps and walleys. Movement through the tube may be on foot, in vehicles or on a hoverpallet or small hovercraft..*

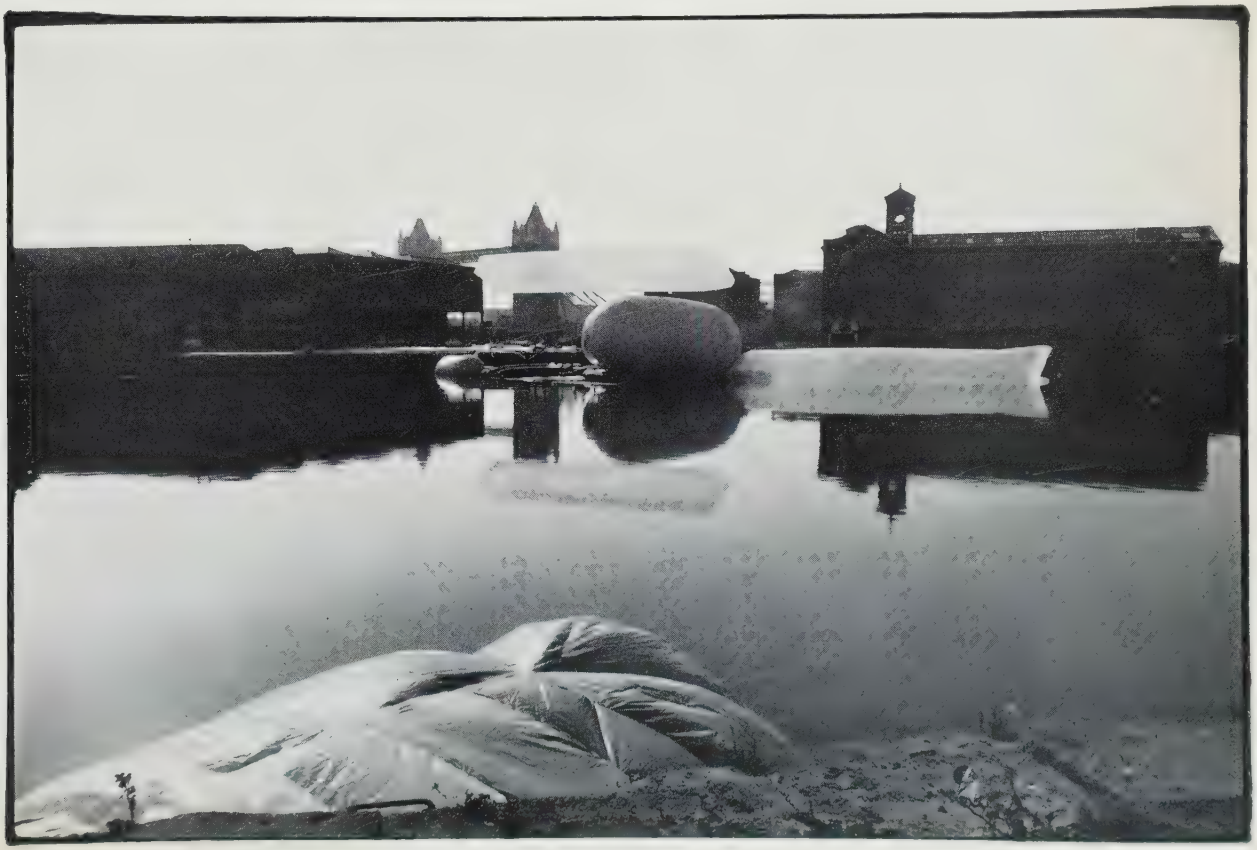


11



12

4,5,6,7,8,9. *Edimburgh, September 1971: inflating the tube, pushing it into water, walking on the sea.* **10.** *Wales, July, 1968.* **11.** *Essex, October, 1969: « ... a surprisingly strong effect is created when people enter a completely opaque, soft environment in which the only method of relating to other people is by sound and touch ».* **12,13.** *The Atmosfield in Et. Katherine's Dock, September, 1970: « It demonstrates a controlled use of natural forces with direct implication for living environments. The Atmosfield was extended across the water by « walking on water » tubes and into the air by an early version of the Atmospheric Raft, which contained helium ».* **14.** *Cornwall, December, 1970: Helium filled ballon.*



13

14

FLÄCHIG STABILISIERTE MEMBRANTRAGWERKE ZUR DEFINITION UND KLASSIFIKATION "PNEUMATISCHER KONSTRUKTIONEN"

Gernot Minke

Tragwerke wie Traglufthallen, Luftkissenkonstruktionen und Schlauchkonstruktionen, bei denen die Form und die Stabilisierung der zugbeanspruchten Haut im wesentlichen durch Druckunterschiede der angrenzenden Medien bestimmt werden, werden allgemein als « Pneumatische Konstruktionen » (« *pneumatic structures* », « *constructions pneumatiques* ») bezeichnet. Dieser Begriff wird jedoch sehr unterschiedlich weit gefaßt und beinhaltet zum Teil sehr verschiedene Systeme. Aus diesem Grund soll hier der Versuch gemacht werden, den Begriff « Pneumatische Konstruktion », soweit er sich auf Tragkonstruktionen bezieht, zu präzisieren und für diese Tragwerkssysteme eine konstruktive Klassifikation zu entwickeln.

1) Der Begriff « *Pneumatische Konstruktion* » wird somit auf « *Tragwerke* » beschränkt. Unter einem Tragwerk soll ein Gebilde verstanden werden, dessen Aufgabe darin besteht, bestimmte Kräfte innerhalb gegebener Randbedingungen zu übertragen. Das Tragwerk läßt sich jeweils einem bestimmten Tragwerkssystem und einer bestimmten Tragwerksform zuordnen. (Das Tragwerkssystem ist ein statisches System, das weder formalisiert noch materialisiert ist. Von einer Tragwerksform soll gesprochen werden, wenn Längen- und Querschnittsproportionen bekannt sind; es ist also ein Gebilde, das zwar formalisiert, aber noch nicht materialisiert ist. Von einem Tragwerk soll erst gesprochen werden, wenn neben System und Form auch Material und Größe gegeben sind, wenn es sich also um ein materialisiertes Gebilde handelt).

2) Die zweite Beschränkung des Begriffes für die Klassifikation bezieht sich auf « *Gebäude* », also auf begehbare Gebilde, die mit ihrer Standfläche verbunden sind. Somit werden Gebilde wie Möbel oder Behälter und alle luftregulierten (air controlled) und luftbewegten (air moved) Konstruktionen ausgeschlossen.

3) Die dritte und wesentlichste Einschränkung ist die, daß die Beschreibung « *pneumatisch* » sich lediglich auf die Stabilisierung beziehen soll. « *Pneumatische* » Konstruktionen sind also durch Druckdifferenz flächig stabilisierte Tragwerke: Das heißt, daß die Druckdifferenz Bestandteil der Konstruktion ist. Segel, Ballons, Fallschirme und Behälter sind somit keine pneumatisch stabilisierten sondern pneumatisch belastete Gebilde: Das dichtere Medium stellt dabei eine Belastung dar und dient nicht primär zur Stabilisierung des Tragwerks, es ist also kein Konstruktionselement.

Geht man von diesen drei Einschränkungen aus, so sollte man den unpräzisen Begriff « *Pneumatische Konstruktion* » durch den Begriff « *flächig stabilisierte Membrantragwerke* » ersetzen. (Unter einer « Membrane » wird eine druck- und biegeweiche gespannte Haut, d. h. also ein flächiges lediglich zugbeanspruchbares Gebilde verstanden.)

Bei den meisten Beispielen dieser Tragwerkssysteme handelt es sich bei dem stabilisierenden Medium um Luft. Das Tragwerk ändert seine Form und sein Tragverhalten jedoch nicht wesentlich, wenn anstelle des gasförmigen Mediums ein flüssiges oder ein granulöses zur Stabilisierung verwendet wird. Deshalb wird der Begriff « *Pneumatische Konstruktionen* » häufig für alle drei Arten der medienstabilisierten Membrankonstruktionen verwendet. Exakterweise sollte man aber den Begriff « *pneumatische* » Konstruktionen nur dann verwenden, wenn das stabilisierende Medium gasförmig ist. Im anderen Falle sollte man von « *hydraulisch stabilisierten* » oder von « *granulatstabilisierten* » Konstruktionen sprechen.

Diese Hinweise sollen genügen, um zu zeigen, daß der Begriff « Pneumatische Konstruktionen » nicht eindeutig verwendet wird. Sprechen wir von « *flächig stabilisierten Membrantragwerken* », so ist jedoch eindeutig gesagt, um welche Konstruktionen bzw. Tragwerke es sich handelt. Diese lassen sich klar von den übrigen Membrantragwerken abgrenzen, wie in *Abb. 1* dargestellt.

Es handelt sich um flächig stabilisierte Membrantragwerke,

1) wenn die Membrane durch nicht formbeständige Medien stabilisiert wird, d.h. wenn die Membrane Medien verschiedener Dichte trennt.

2) wenn das stabilisierende Medium Konstruktionselement und nicht Belastung ist.

Für die Klassifikation dieser Tragwerke lassen sich eine Reihe unterschiedlicher Klassifikationskriterien angeben, wie z.B.

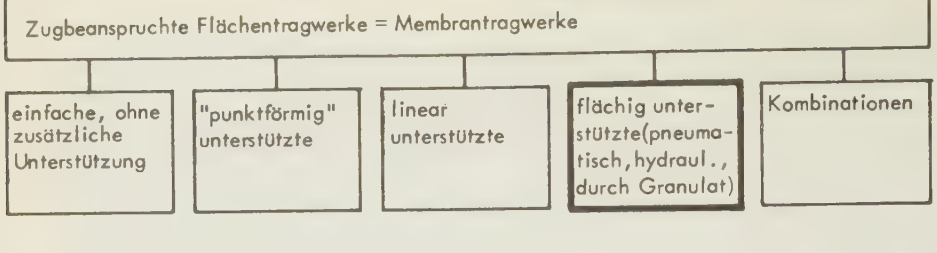
Art des Tragwerkssystems
Art der Druckdifferenz
Art der zusätzlichen Stabilisierung
Art der Oberflächenkrümmung
Höhe der Druckdifferenz
Kontinuität der Elemente
Proportion
Größenordnung
Nutzung
Material
Mobilität

In der vorgeschlagenen Übersicht einer konstruktiven Klassifikation wurden zunächst zwei Arten der Membrantragwerkssysteme unterschieden:

Die Niederdrucksysteme und die Hochdrucksysteme, vgl. *Abb. 2 und 3*.

Bei Niederdrucksystemen beträgt die Druckdifferenz der durch die Membrane getrennten Medien im allgemeinen *0,001 bis 0,01 atü*. Das heißt, die Membrane wird durch einen senkrecht auf sie wirkenden Druck von 10 bis 100 kp/m² gespannt. Bei Hochdrucksystemen beträgt die Druckdifferenz 0,2 bis 7,0 atü, das heißt, die Membrane wird durch einen Druck von 2000 bis 70.000 kp/m² gespannt.

Je nachdem ob die Niederdrucksysteme offen oder geschlossene Gebilde darstellen, werden sie unterschieden in Einfachmembrantragwerke und Doppel- bzw. Mehrfachmembrantragwerke. Bei Ein-



1

Niederdrucksysteme				
1. flächig unterstützte Einfachmembrantragwerke (mediengestützt)				
	.01 ohne zusätzliche Stabilisierung	.02 mit zusätzlicher "punktförmiger" Stabilisierung	.03 mit zusätzlicher linearer Stabilisierung	.04 mit zusätzlicher punktf. u. linear Stabilisierung
.1 Unterdruck	1.11	1.12	1.13	1.14
.2 Überdruck	1.21	1.22	1.23	1.24
2. flächig unterstützte Doppelmembrantragwerke (mediengefüllt)				
	.01 ohne zusätzliche Stabilisierung	.02 mit zusätzlicher "punktförmiger" Stabilisierung	.03 mit zusätzlicher linearer Stabilisierung	.04 mit zusätzlicher punktf. u. linear Stabilisierung
.1 Unterdruck	2.11	2.12	2.13	2.14
.2 Überdruck	2.21	2.22	2.23	2.24

2

Hochdrucksysteme (Schlauchkonstruktionen)		
	0.1 diskontinuierlich	0.2 kontinuierlich
1. gerade	1.1	1.2
2. gebogen	2.1	2.2

3

fachmembrantragwerken wird ein unter Über- bzw. Unterdruck stehender begehbarer Raum von einer Membrane gebildet bzw. abgeschlossen. Die Membrane ist nicht in sich geschlossen, sie ist direkt oder indirekt mit dem Baugrund verbunden. Die Membrane ist einseitig, zweiseitig gleichsinnig (synklastisch) oder zweiseitig gegensinnig (antiklastisch) gekrümmt.

Im Gegensatz dazu weisen die Doppel- bzw. Mehrfachmembrantragwerke eine in sich geschlossene Membrane auf. Sie sind unabhängig vom Baugrund.

Im Englischen werden diese Systeme meist mit « *single wall* » bzw. « *dual wall systems* » bezeichnet.

Die durch Walter Bird eingeführten Begriffe « *luftgestützt* » (*air supported*), und « *luftgefüllt* » (*air inflated*), die zur Unterscheidung von Traglufthallen weit verbreitet sind, müßten sinngemäß in die Begriffe « *mediengestützt* » und « *mediengefüllt* » geändert werden, wenn man berücksichtigen will, daß eine Reihe flächig unterstützter Membrantragwerke sinnvollerweise nicht nur durch Gase sondern auch durch Flüssigkeiten oder Granulate stabilisiert werden kann.

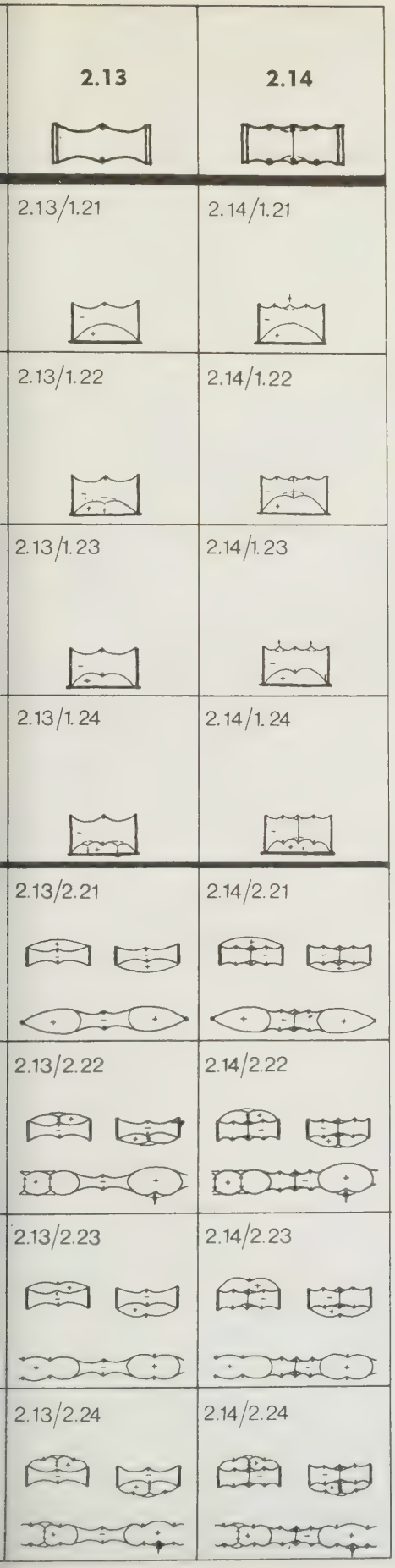
Der Begriff der « *Kissenkonstruktionen* » (*cushion structure*) wurde nicht aufgenommen, da er zum Teil unterschiedlich verwendet wird und nicht eindeutig ist. Manchmal steht er für alle Doppelmembrantragwerke ohne zusätzliche Abspannung und manchmal wird er auch für Hochdrucksysteme verwendet.

Die zweite Unterscheidung innerhalb der Klassifikation — nach Art des Innendrucks in Unterdruck und Überdruck — erscheint zunächst als unbedeutend, da es bei der Stabilisierung der Tragwerke lediglich auf die Druckdifferenz der Medien ankommt, die durch die Membrane getrennt werden. Wie die folgenden Skizzen andeuten, ist die Art des Druckes jedoch von großem Einfluß für die Tragwerksform und für die Randausbildung, sodaß die vorgeschlagene Unterscheidung notwendig erscheint.

Die dritte Differenzierung nach zusätzlicher Stabilisierung hat ebenfalls einen wesentlichen Einfluß auf die Tragwerksform. Die zusätzliche Unterstützung ist im allgemeinen bei großen Spannweiten erforderlich, um die Krümmungsradien und damit die Spannung in der Membrane zu reduzieren. (Die Spannung ist direkt proportional dem Krümmungsradius.) Dabei ist die Art der zusätzlichen Unterstützung nach ihrer Dimension bezeichnet: Unter « punktförmiger » Unterstützung werden innere singuläre Unterstützungen verstanden, die im Bereich der Membrane ringförmig, schlaufen-

4

	1.11	1.12	1.13	1.14	2.11
1.21	1.11/1.21	1.12/1.21	1.13/1.21	1.14/1.21	2.11/1.21
1.22	1.11/1.22	1.12/1.22	1.13/1.22	1.14/1.22	2.11/1.22
1.23	1.11/1.23	1.12/1.23	1.13/1.23	1.14/1.23	2.11/1.23
1.24	1.11/1.24	1.12/1.24	1.13/1.24	1.14/1.24	2.11/1.24
2.21	1.11/2.21	1.12/2.21	1.13/2.21	1.14/2.21	2.11/2.21
2.22	1.11/2.22	1.12/2.22	1.13/2.22	1.14/2.22	2.11/2.22
2.23	1.11/2.23	1.12/2.23	1.13/2.23	1.14/2.23	2.11/2.23
2.24	1.11/2.24	1.12/2.24	1.13/2.24	1.14/2.24	2.11/2.24



Kehl- bzw. Gratseile, duch Druckbögen erweitert sind.
Unter linearer Unterstützung wird eine innere zusätzliche Unterstützung durch Kehl- bzw. Gratseile, duch Druckbögen oder durch biegebeanspruchte Träger verstanden.
Aus diesen Klassifikationsmerkmalen ergibt sich bei den Einfach- und Mehrfachmembrankonstruktionen die in *Abb. 2.1, 2.2* dargestellte Aufteilung in 16 verschiedene Systeme.
Niederdrucksysteme und Hochdrucksysteme unterscheiden sich vor allem durch ihre unterschiedliche Tragwirkung und ihre unterschiedliche Form:
Während Niederdrucksysteme Primärtragwerke darstellen, die die Kräfte von der Membranfläche über das stützende Medium direkt in den Boden einleiten, erfüllen Hochdrucksysteme in der Regel die Funktion von Sekundärtragwerken. (Im Grenzfall kann durch die Addition mehrerer Schlauchtragwerke auch die Funktion eines Primärtragwerks übernommen werden, vgl. 2.1.)
Sie bestehen aus schlauchartigen Elementen, das heißt, sie weisen in einer Richtung eine sehr starke Krümmung, in der anderen Richtung jedoch eine sehr geringe Krümmung auf. Sie sind in der Lage in Richtung der geringeren Krümmung Querkräfte zu übertragen. Sie können z.B. die Tragfunktion eines Balkens, eines biegesteifen Bogens, eines Rostes oder einer Gitterschale übernehmen, vgl. *Abb. 3.* Da die Membrane lediglich Zugkräfte aufnehmen kann, müssen die bei Belastung entstehenden Druckspannungen durch die Vorspannung kompensiert werden. Die erforderliche Druckdifferenz ist etwa 100 bis 1000 mal so hoch wie bei Niederdrucksystemen. Hochdrucksysteme weisen eine relativ geringe konstruktive Effizienz auf und finden deshalb nur dann Anwendung, wenn Forderungen nach einfacher Montage und einfachem Transport (geringes Gewicht, geringes Transportvolumen) ausschlaggebend für die Wahl des Tragwerkssystems sind.
Da die Schlauchkonstruktionen Sekundärtragwerke sind, bei denen die erwähnten Differenzierungsmerkmale für Niederdrucksysteme als nicht praktikabel bzw. nicht sinnvoll erscheinen, werden hier geometrische Merkmale zur Unterscheidung gewählt:
1. Der Verlauf der Elemente (gerade, gebogen).
2. Verbindung der Elemente untereinander (kontinuierlich: Elemente und ihre Füllmedien stehen miteinander in Verbindung; diskontinuirlich: Elemente können sich berühren, die Füllmedien der Elemente stehen jedoch nicht miteinander in Verbindung).
In den folgenden Skizzen sind die 64 sinnvollen einfachen Kombinationen aus den je 8 Systemen der Einfach- und Doppelmembrantragwerke dargestellt. (*Abb. 4*) (Teilweise ist sowohl eine vertikale als auch eine horizontale Koppelung der Systeme gezeigt.)
In einer Untersuchung an der TU Hannover im Frühjahr 1970 wurde festgestellt, daß bis dahin von den 16 Systemen erst etwa 1/3 und von den 64 sinnvollen Kombinationen weniger als 1/20 realisiert worden sind. (Seminarbericht Pneumatische Konstruktionen, Architekturabteilung TU Hannover.)

GERNOT MINKE

(Ulm, 1970-71)

1. *Membrantragwerke; Klassifikation;* **2.** *Niederdrucksysteme;* **3.** *Hochdrucksysteme (Schlauchkonstruktionen);* **4.** *Struktur, geplant und ausgeführt vom Autor in Zusammenarbeit mit einer Gruppe Studenten während eines Seminars in Delft 1971;* **5.** *64 einfache, bedeutende Kombinationen abgeleitet aus den 8 Tragwerkssystemen mit einfachen und doppelten Membranen.*



LION AT THE OSAKA EXPO

David Geiger



PNEUMATIC STRUCTURES offer us unlimited possibilities of form and span with structural costs a fraction of that for conventional structures. Though ultraviolet degradation and flamability of flexible membranes have heretofore limited their use, we are now at the threshold of developments where membranes may be considered both permanent and incombustible. Solar radiation has in some localities resulted in air conditioning loads that may cancel all structural savings, but even that drawback is now being overcome with composite skins that reduce these costs to that for conventional structures. Future developments may lead to the possibility of a « thermal roof » which serves as a solar collector and thermal radiator, thus permitting complete climate control with no outside energy source.

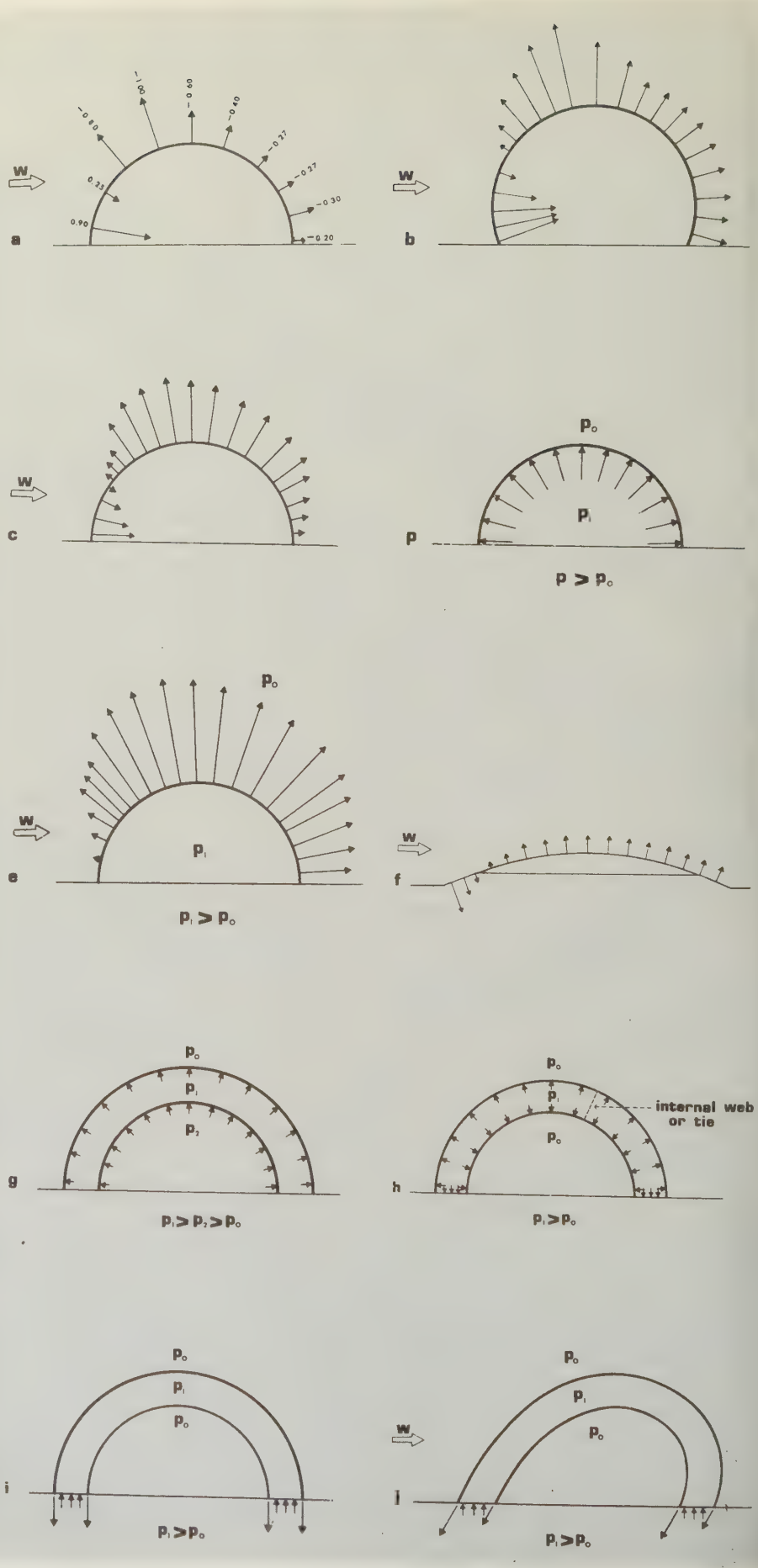
Pneumatic structures fall into three categories: Single walled, double walled, and dual walled. In each case, the structure is primarily designed to resist external wind forces. For reasons that will become clear, snow loads have little influence on the structure's design. Wind forces on a hemispherical dome are indicated in *Fig. 2a*. The values for maximum suction, —1.0, and maximum positive pressure, +.90, are approximately constant as the structure distorts and the ratio of internal pressure p to stagnation pressure q varies from .65 to 1.3. (Stagnation pressure q is related to wind velocity v through the expression $v^2/2g=q$, where g is the acceleration due to gravity). For the higher value of this ratio, the flexible structure more nearly maintains its original shape on the windward side. Similar results occur for the three-quarter sphere (*Fig. 2b*), excepting that the maximum suction and maximum positive pressures increase to —1.25 and +1.0 respectively, and higher internal pressures are required to maintain the original shape, $p/q = 2.4$. If one considers an internal pressure equal to the maximum wind pressure, one obtains the net forces on the fabric membrane (*Fig. 2e*), as the sum of wind forces (*Fig. 2c*), and internal pressure (*Fig. 2d*). It is this combined force that the fabric must resist.

If one uses an earth berm or other solid structure to receive the positive forces (*Fig. 2f*), then only suction forces act on the fabric membrane. At this point, the internal pressure is required only to carry the roof weight and give the structure overall dynamic stability when the wind is not blowing or is blowing only in gusts. As a consequence, a pressure greater than the roof weight by about

2-3 psf (pounds per square foot) is required. This yelds a net internal pressure significantly less than that for the high profile air structure. The internal pressure, combined with wind forces (*as with 2e*), then leads to overall forces less than that on the high profile air structure. This does not mean that the membrane stresses are reduced; for the membrane, much as a chain or catenary, carries a given load with lower stress as the radius of curvature (or the sag of the chain) increases. As a result, there are now two opposing trends: The overall forces on the structure decrease as the rise decreases, but the internal stresses for a *given* external force increase as the rise decreases. When a berm or other solid structure is not used to carry the positive wind forces (*Fig. 2e*), the optimum rise is found to be approximately 20 % of the span. When the positive force is deflected by the solid structure, the wind still sees an overall structure with a rise of about 20 % of the span, but the fabric roof has an optimum rise of about 5 - 7 % of the span. Such a low rise would be impossible for a compression dome because of buckling, and herein lies the main advantage of the low profile air structure: It is possible to reduce wind forces and not have the instability problems common to other structures.

For the single walled structure, the internal pressure, p_1, is in the occupied space (*Fig. 2d, 2e, and 2f*), whereas for the double walled structure the occupied space is pressurized with a pressure of p_1 acting on the inner skin while the space between the two skins is pressurized by a slightly smaller pressure, p_2, of sufficient magnitude as to resist the wind forces described above. The second skin may come into existence for a multitude of reasons: To provide a dead airspace for insulation; to greatly increase the factor of safety against deflation, since the hole in the upper and lower skin would be sealed by the escape of the pressure p_2 which causes the two skins to come together and seal the holes except in the case when a hole in the upper and the lower skins coincide. The double wall is also used to permit projections on the inner surface, since projecting against a single wall is impractical due to wind-induced deflections of the flexible membrane.

If the inner and outer skins were connected by webs or ties, it would then be possible to inflate only between these two skins as shown in *Fig. 2h*. This is the dual walled air structure or air inflated structure. It has the advantage that the



occupied space is now at atmospheric pressure and, consequently, airlocks, revolving doors, etc., are not required to enter this space. This structure, however, behaves much differently from the single walled and double walled air structures previously discussed. Where the single walled and double walled structures act as membrane structures, the dual walled structure behaves more nearly as a shell with bending and possibly buckling across the shell thickness. This is most easily seen through consideration of a free body between the dual walled structures and the ground (*Fig. 2i*). Here one sees that the tension in the fabric equilibrates the pressure which acts only across the wall thickness and not across the span of the structure. Consequently, to achieve the same fabric tensions, much higher internal pressures are required. The tension and consequently the pressure must be high enough so that the overturning force due to the wind (*Fig. 2j*) may be resisted by the couple across the wall thickness without the fabric on the leeward side of the wall buckling. A low profile dual walled pneumatic structure has the same buckling problems as a compression dome.

For the high profile pneumatic structures, snow loads do not pose a problem since the loss through the skin is generally sufficient to melt the snow at the inner-face, thus allowing the snow to slide off the roof. The dual walled and double walled air structures also permit the use of the space between skins as a plenum to direct heat and more efficiently melt the snow.

In the case of the low profile air structure, the snow will not slide off the roof so it is either melted or carried directly by increasing the internal pressure. If the snow were to impose a uniform load on the roof, the increase in internal pressure would result in no increase in fabric tensions. Otherwise, in areas of the roof having less snow fall the fabric stresses will increase due to the overpressure but, normally, this increase in stress will be less than the maximum stresses due to wind loading and consequently will not effect skin design. The increase in pressure must, however, be considered in the design of blower systems and of all elements — such as doors — that must carry the pressure differential.

The largest example of a single walled air structure is the Telstar Radome at Andover, Maine (*Fig. 4*).

The dual walled air structure was used at the entrance and exit canopies of the U. S. Atomic Energy Commission's « Atoms For Peace » travelling exhibit



3



4

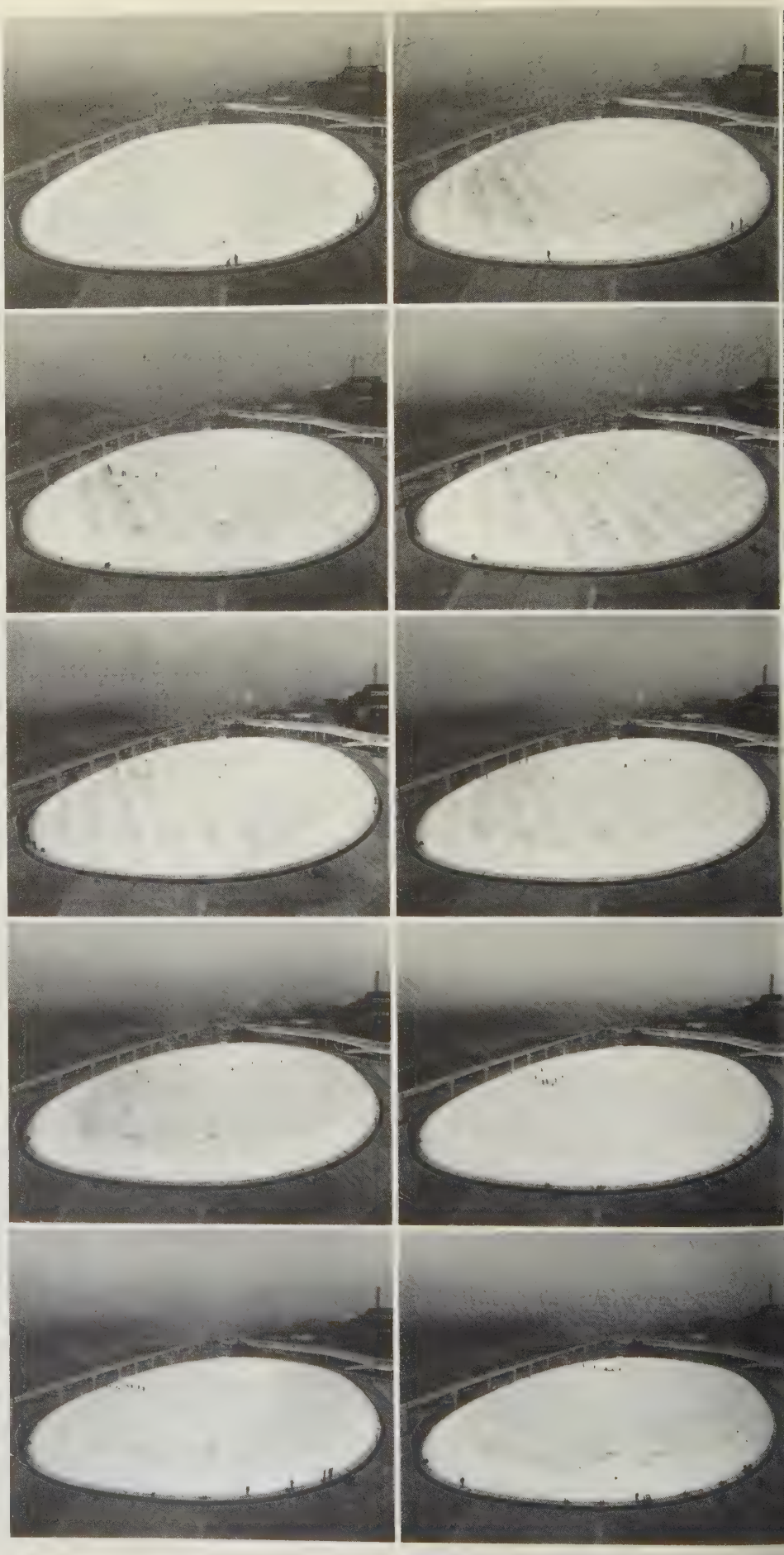
(*Fig. 3*), while the double walled structure was used for the main exhibit spaces for the same structure.

The United States Pavilion at Expo '70, Osaka, Japan, is the only low profile single walled structure ever built (*Fig. 1, 5, 6, 7, 8. Fig. 5* shows different inflation phases). It is also the largest clear span air structure ever built, spanning 460 by 262 feet and covering 100,000 square feet. The total roof weight was one pound per square foot while the total cost, including ring and foundation, was $ 4.50 per square foot. The internal pressure was five pounds per square foot or .03 psi. This is one five-hundredth of an atmosphere and corresponds to the pressure difference between the seventh floor and street level. Such a pressure difference is negligible and has no effect on people entering the building.

For large span, low profile air structures the membrane stresses are of such a magnitude that a pure fabric membrane is impossible. In Osaka, high strength bridge strand from 1½ to 2¼ inches in diameter at 20 feet on center was used to span the space and serve as a cable net with fabric infill spanning between the cables. The fabric was a vinyl coated fiberglass fabric having a strip tensile strength of about 500 pounds per inch. The translucency of the fabric and low profile of the roof led to a feeling of a skydome and the interior space took on all the physiological characteristics of an outdoor space while still having a controlled environment. This is perhaps the most important architectural feature of this type of structure (*Fig. 1, 7, 8*).

The high strength bridge strand was anchored to a concrete compression ring (*Fig. 10*). The magnitude of the anchorage forces was such that it had to be equilibrated in the most efficient manner possible and this was done by establishing the necessary relationships between ring shape, cable directions and roof ordinates so that there would be no bending in the ring under uniform load conditions, that is to say, the ring was funicular for uniform loading.

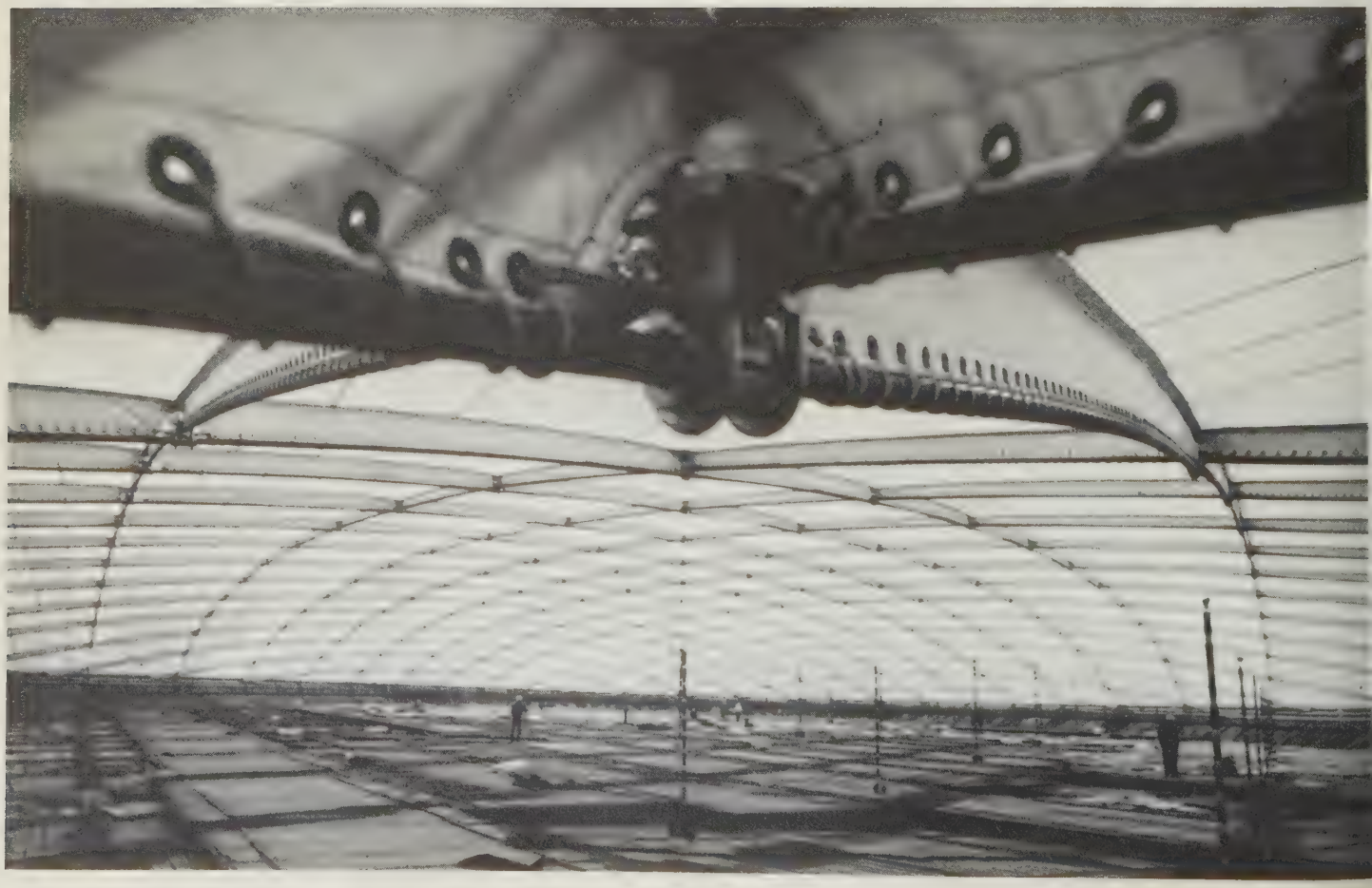
Wind loading varied from zero on the windward side to a maximum at the center, then remained constant on the leeward side. Since it was not uniform it caused slight bending in the ring. Since the ring was funicular it could be placed on top of the earth berm and the horizontal forces carried to the berm were limited by controlling the friction between the ring and its base. Sufficient friction was maintained, though, so that seismic loading would not cause the roof to slide off its base. The ring also



5



7



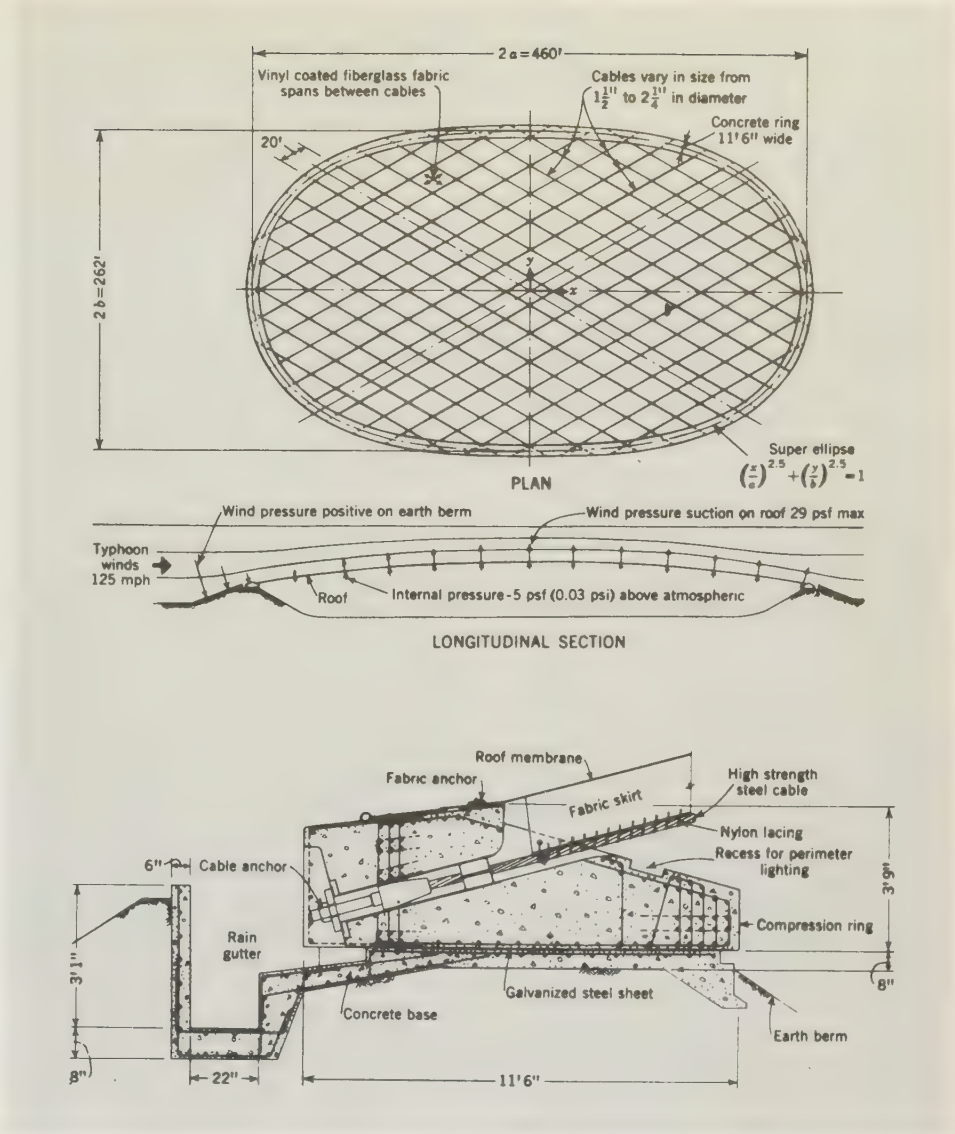
8

balanced the upward forces on the roof, ncluding the 29 psf suction due to yphoon winds. Consequently, the maxi- num vertical load on the berm occurred luring construction, before the roof was nflated, and was 500 psf, including the veight of the ring and dead weight of ne cables distributed along the perimeter. The use of a funicular compression ring loes not restrict the plan shape of the tructure as much as most people would elieve. The ring of the U. S. Pavilion ollowed the equation of a super ellipse:

$$\left(\frac{x}{a}\right)^{2.5} + \left(\frac{y}{b}\right)^{2.5} = 1$$

ut the exponent 2.5 could have taken on ny value including infinity at which point he ring would be rectangular. The main oint is the unique relationship required etween the ring shape and cable direc- ions for the ring to be loaded in a unicular manner. It is this that forms ne basis of patent applications by the uthor in the United States and Japan. When considering funicular rings, most eople intuitively recognize that a cir- ular ring is loaded in a funicular man- er by equal radial forces (*Fig 11*). This as been used in the design of cable roofs here a tension ring was also required t the center where the cables would therwise cross. It is the weight of the ension ring and cables at the center of ne roof that makes this cable layout im- ractical for the air structure since a imple would be formed at this point, ater would collect and the roof would ubsequently collapse. Recognizing that ne circle and the rectangle are all generic orms of the super ellipse, it becomes bvious that what is true for one of these orms is true for the others. Consequent- , turning our attention to the rectangle is obvious that this ring is loaded in funicular manner by cables either along ne diagonals or coincident with the des. Moreover, it can be proved that uch is the case for the super ellipse and ne circle. Consequently cables may be esigned to load these rings in a funicular anner when the cables are either paral- l to the major and minor diameters or arallel to the diagonal of the superscrib- l rectangle, otherwise known as the onjugate diameters.

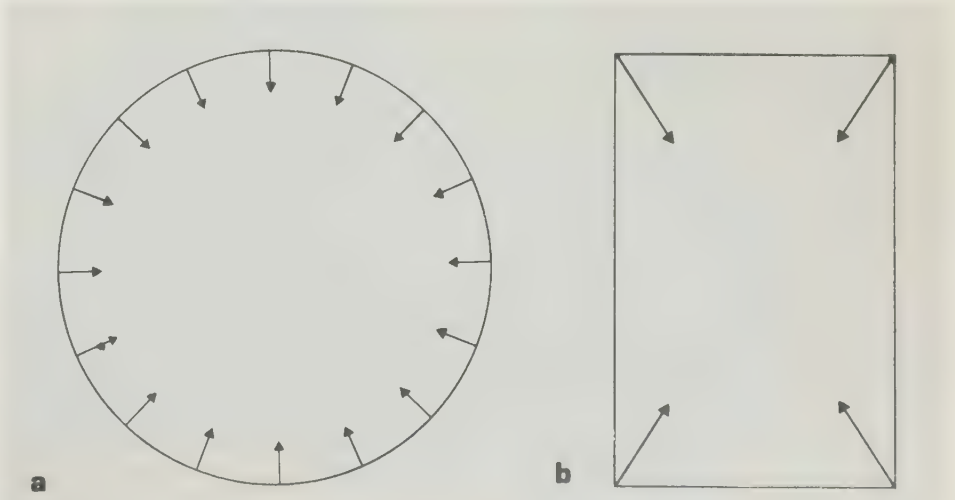
nce these relationships are fully grasp- l, it alternately becomes possible to first stablish cable directions and the magni- ude of cable forces, and then to deter- ine the necessary ring shape so that is funicular. It now becomes clear that e low profile air structure need to be mited in plan configuration because of



9

10

9. *Plan and longitudinal section of the USA pavilion at the Osaka Expo;* **10.** *Section of the funicular compression ring of the USA pavilion;* **11.** *Examples of funicular compression rings.*



11

the large horizontal anchorage forces. Extreme variation is possible. It is no longer necessary to build circular stadiums over rectangular activities.

In considering steel cables and a concrete compression ring. we are transforming the air structure from the demountable temporary structure to a permanent one. It becomes necessary therefore to consider fabrics for the infill that may also be considered permanent. It was in this context that the Educational Facilities Laboratories sponsored research by the author to investigate changes in the Osaka design that would permit use of this structural form for permanent installations — field houses, stadiums and the eventual encapsulation of complete college campuses. It should be realized that, heretofore, all materials available for air structures underwent ultraviolet degradation in a period of from three to ten years. This degradation could be retarded by making the skin opaque but for large span structures this was achitecturally undesirable.

In Osaka the membrane used was a vinyl coated fiberglass. The fiberglass was a fine filament yarn (3 micron in diameter) which did not have the brittle properties commonly attributed to glass. Fiberglass, because of its incombustibility and high strength is ideal as structural element as long as moisture can be kept from the glass yarn and the yarn is protected from abrasion by either outside elements or other glass fibers. It is the coating that serves to protect the yarn and to make the skin non-porous. The coating also, through heat sealing, transfers stress from one sheet of fabric to the next. During the course of the research it became apparent that the material that we wished was already being used by industry, in conveyor belts. It was a Teflon coated fiberglass and moreover, since it came in widths up to sixteen feet across, the resultant savings in fabrication could partially offset the cost of the more expensive material. Teflon is inert; it does not degrade under ultraviolet rays and it sublimes at temperatures of about 700° F. It is readily heat sealed. The author is presently using it in the Milligan College (Tennessee) Field House, a double-walled air structure spanning 320 by 210 feet with warped quasi-super elliptical compression ring (*Fig. 12, 14*). The cost of the roof, including ring, is about $ 5.50 per square foot. Of this. the double layer Teflon coated fiberglass fabric membrane in place is $ 3.75 per square foot as compared to $ 2.70 for the single layered vinyl coated fabric membrane used in Osaka. The double walled membrane is 5 % translucent and has a *U* factor of .3.

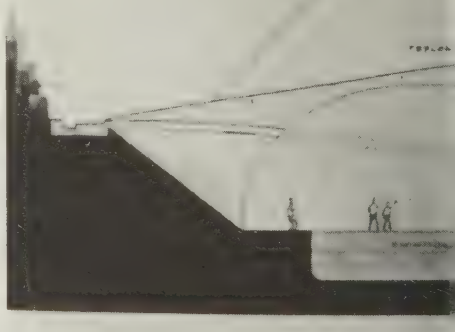
Since all components of the roof are incombustible, it is now possible to obtain classification as a permanent structure within existing building codes. The low profile air structure permits designs such that in the event of deflation the roof can still hang free of the occupied space.

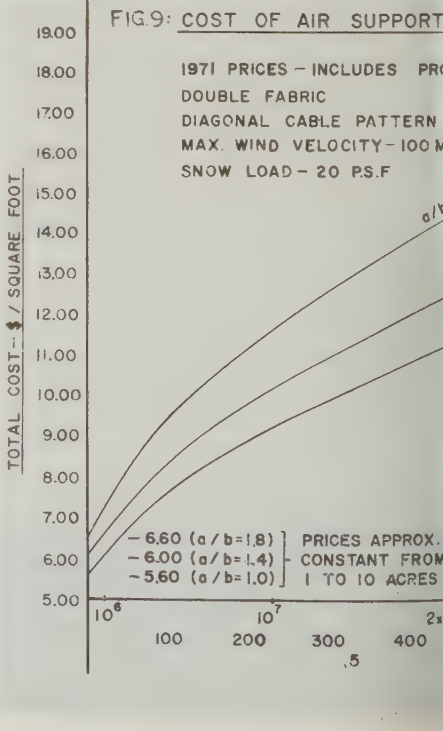
Once the materials used in the air structure can be considered permanent, it becomes possible to consider installations of considerable span and encapsulating space becomes possible. As the span increases, costs increase gradually but not as rapidly as for conventional structures. That this is so becomes apparent when one considers that for conventional structures increase in span results in increase in internal forces, more material is then required and this, in turn, increases internal forces, etc., in a-dog-chasing-his-tail routine. On the other hand, for air structures the dead weight of the roof is carried to the ground directly through air columns and does not span the space. Only wind suction forces must travel to the perimeter of the structure. Consequently, unlimited spans may be considered and we begin to think of roofs covering hundreds of acres (*Fig. 13*). In fact, as the span increases, the possibility of deflation decreases since the reserve volume of air stored within the elastic envelope of the roof has reached a scale such that a puncture due to natural phenomena becomes insignificant. Moreover, the height of the roof is such that buoyancy due to the thermal gradient in the stratified air within the structure plus lift due to wind forces integrated over the large area of the roof begin to exert forces such that the pressure differential required from mechanical systems is either minimal or is not needed. It then becomes possible to consider a roof floating above the ground and held down by cables with an air inflated tube serving as the compression ring and as the leading edge of the airfoil. This ring also stiffens the membrane in regions where the forces due to thermal buoyancy are not sufficient to stabilize the membrane.

Take the membrane of the beach ball and span it across the rim of the tire. Air structures which began as these simple distinct objects have evolved into the demountable structures of today. Tomorrow they may become the floating encapsulation of our cities as man's attempt to control his environment becomes all encompassing.

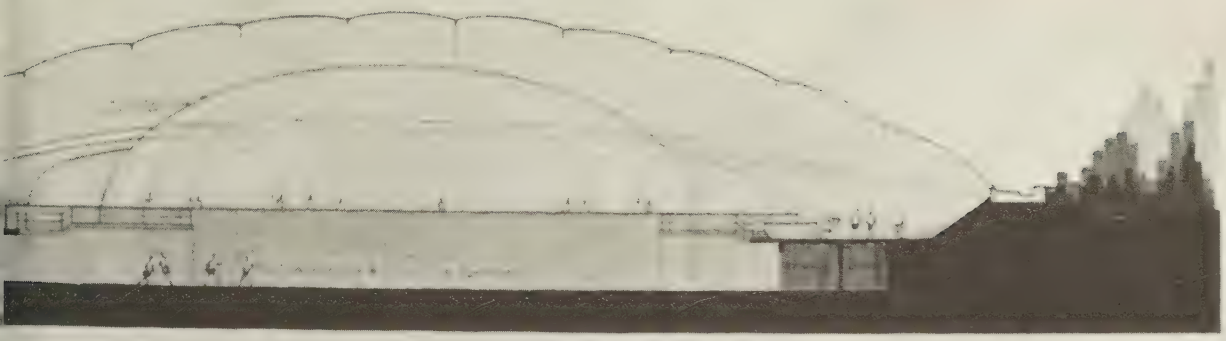
DAVID GEIGER



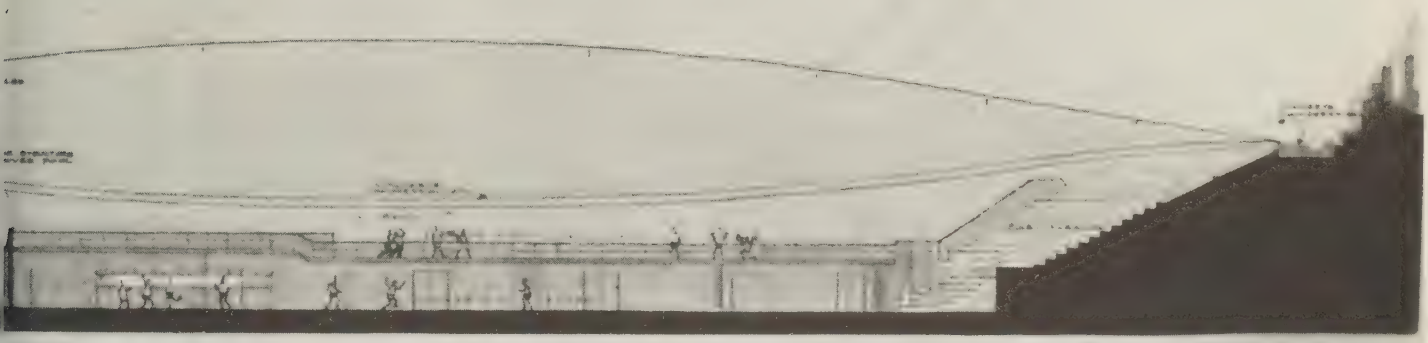




13



SECTION

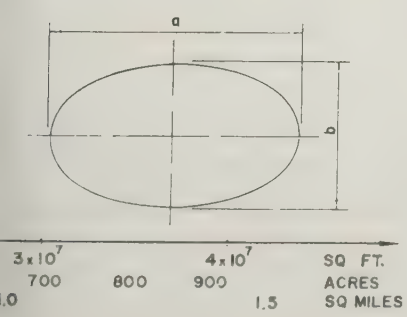


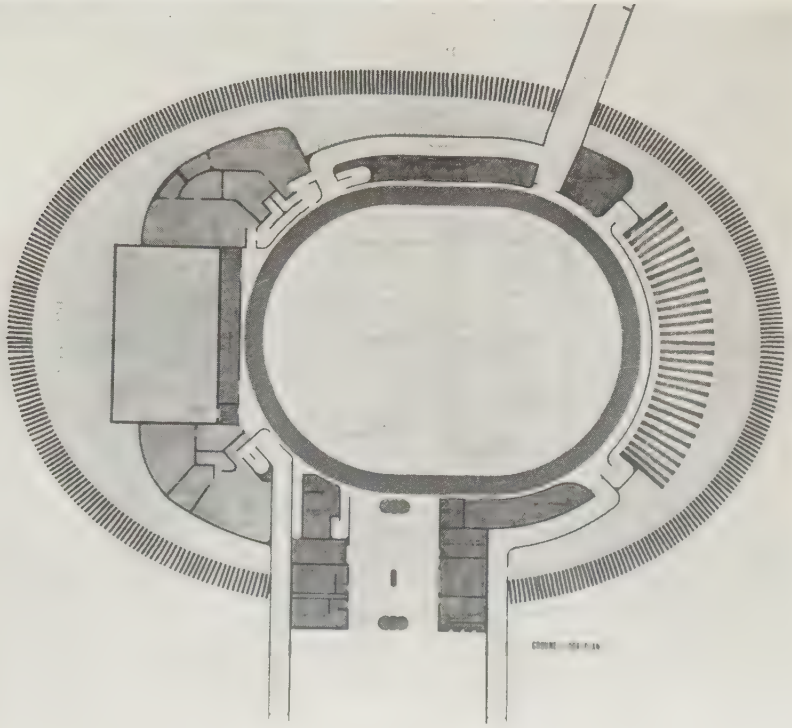
SECTION

12

OOF STRUCTURE

HEAD (15%)





14

BIOGRAPHICAL AND BIBLIOGRAPHICAL NOTES

(Answers to the editor's questionnaire)

QUESTIONNAIRE

a1 - *short curriculum*

a2 - *research sources:*
- *direct sources (people, schools, texts)*
- *indirect sources (from other disciplinary fields)*

a3 - *the centers where the research has been developing (short description of the main characteristics of these centers)*

b1.0 - *logic and/or chronological development of the results which can be considered relevant to the research and which characterize it*

b1.1 - *short description of the most important results (b1.0):*
- *from the viewpoint of their formulation through principles or axioms*
- *from the viewpoint of their technical application*

c1 - *the most important collaborators in chronological order*

c2 - *has any school risen, dealing with this kind of research? Where?*

d1 - *is the research subsidized by any industry?*

d2 - *has the research given birth to industrialized (standard) production?*

e1 - *list of design works:*
- *date*
- *site*
- *use*
- *design collaborators*
- *where was the design carried out*
- *contractor*

f1 - *list of the author's publications (books, articles, papers)*

f2 - *list of the publications considered to be of special interest*

f3 - *list of the research centers considered to be of special interest*

** Throughout the questionnaire the term « research » is referred to the author's research.*

MICK EEKHOUT

a1

Born 1950, The Hague, Netherlands. Sept 1968 starting study architecture T.H. Delft. Febr-May '70 worked at Frei Otto's Institut für leichte Flächentragwerke, and in June at the Studio di Progettazione, Renzo Piano, Genova. After return in Delft became assistant of Prof. Kranendonk with a special task on lightweight structures. Founded together with Sean Wellesly-Miller the Kennis Kapsule Project (= gain know-how on lightweights and radiate it to your fellow-students in different forms and level, understandable for every level in architectural education). First topic cablenet structures and stretched membranes, second pneumatic structures, both of them appeared in print. Wrote surveys on the development of timber shells and of hypar shells, accompanied work on tensegrity and geodetic domes; plastic housing. Organized two seminars on pneumatic structures with Gernot Minke and Sean Wellesly-Miller as guest teachers in Febr and Sept '71. Co-organized a seminar on tensegrity in March '72. April-July '71 designed project roofing of the Rotterdam Feijenoord stadium under the inspiration of Prof. Makowski (suspended welded steel single layer grid on four 210 m span triangular space-grid arches). Sept-Dec '71 research on the influence of form and characteristics in pneus. Since Oct. '71 guest-teacher on lightweight structures in the Rotterdam Academy for Architecture (designs). Member of the organizing committee (for the exhibition) of the IASS pneumatic structures symposium in Sept '72 Delft.

BEHNISCH & PARTNERS

a1

Günter Behnisch (1922), Prof. Dipl.-Ing. Studium TH Stuttgart 1947-1951. Diplom 1951; eigenes Büro seit 1952. Ordentlicher Professor TH Darmstadt seit 1967 (Lehrstuhl für Entwerfen, Industriebau und Baugestaltung mit Institut für Baunormung). Bonatzpreis 1963.

Fritz Auer (1933), Dipl-ing. Studium TH Stuttgart 1954-1961. Diplom 1961. Mitarbeit bei Behnisch 1955-1966, bei Yamasaki + Assoc., Birmingham (Mich./USA) 1959-1960. Stipendium Cranbrook Academy of Arts, Bloomfield Hills (Mich./USA) 1958-1959. Master of Architecture; bei Behnisch seit 1962.

Winfried Büxel (1928), Dipl.-Ing. Studium TH Stuttgart 1951-1958. Dipl. 1958. Mitarbeit bei Prof. Völkert Stuttgart: bei Behnisch seit 1959.
Erhard Tränkner (1929), Dipl.-Ing. Studium Hochschule füur Architektur in Weimar von 1950-1955. Diplom 1955. Wissenschaftlicher Assistent an der Hochschule für Architektur in Weimar 1956-1958. Bei Behnisch seit 1958.

Karlheinz Weber (1934), Dipl.-Ing. Studium TH Stuttgart 1954-1961. Diplom 1961. Stipendium Ecole National Supérieure des Beaux Arts, Paris. Mitarbeit bei Behnisch Stuttgart, B. Lambart, Düsseldorf, Les Frères Arsene-Henry, Paris. Prof. Louis Arretche, Paris, Seit 1961 bei Behnisch.

FREI OTTO

a1

1925 Born in Siegmar, Saxony

1952 Graduated in architecture at the Technological University, Berlin

1954 Doctoral thesis, « Das hängende Dach » (« The Suspended Roof »)

1955 Bandstand, Federal Garden Exhibition, Kassel

1957 Founded Entwichlungsstätte für den Leichtbau (Development Center for Lightweight Constuction), Berlin
Café Tents and Exhibition Hall, International Building Exhibition, Berlin
Dance Pavilion, Shelter Pavilion, Entrance Arch. Humped Pavilion, Federal Garden Exhibition, Cologne. Hangar tents mass produced by L. Stromeyer and Company, Konstanz

1959 Pneumatic structures (research projects)

1960 Visiting Professor at Yale University, New Haven
Convention and Exhibition Hall, Chicago (research project at Yale)
Roof for Open-Air Theater, Nijmegen, The Netherlands (project)

1961 Dock Cover, Bremen (project)

1962 Visiting Professor at the Technological University, Berlin, and University of California, Berkeley
Lattice Dome Exhibition Structure, German Building Exhibition, Essen
Space frame structures (research project)
Published Tensile Structures, Volume One: Pneumatic Structures

1963 Wave Hall, Membrane Hall, Small Pavilions, International Horticultural Exhibition, Hamburg

1964 Professor at Technological University of Stuttgart
Founded Institut fur leichte Flachentragwerke (Institute for Light Surface Structures). Technological University of Stuttgart
Exhibition Pavilions, Swiss National Exhibition, Lausanne
Lausanne

1965 Roof for Terrace, Palm Beach Casino, Cannes
Construction Site Cover, North Peckham

Redevelopment, Borough of Southwark, England (project)
Medical Academy, Ulm (project)

1966 High-Voltage Test Laboratory, Felten and Guilleaume Company, Cologne
Hotel and Conference Center, Riyadh, Saudi Arabia (competition project)
Published Tensile Structures, Volume Two: Cables, Nets and Membranes

1967 Roof for Swimming Pool, Paris
Pavilion of the Federal Republic of Germany, World Exposition, Montreal
Indian Pavilion for World Exposition, Osaka (project)

1968 Roof for Open-Air Theater, Abbey Ruin, Bad Hersfeld

1969 Roofs for Sports Center Stadia, Kuwait (project)

1970 Roof for Olympic Stadium, Berlin (project)
Open-Air Theater, Wunsiedel

1971 Automatic Umbrella Roofs, Federal Garden Exhibition, Cologne

1972 Hotel and Conference Center, Mecca
Roofs for Olympic Stadia, Munich
Collaborators at the Development Center for Lightweight Construction in Berlin A. Edzard, G. Gentsch, R. Krier, M. Lebmbrock, H. Redlich, U. Roder, B. F. Romberg, G. Scherzinger, R. v. Wild
Collaborators at the Institute for Light Surface Structures, and private office in Stuttgart, E. Asgeirson, E. Bubner, B. Burkhardt, F. Dressier, U. Hangleiler, E. Haug, J. Hennicke, C. Hesse, K. Keidel, F. Kiedarsch, M. Kreuz, R. Krier, F. Kugel, L. Medlin, G. Minke, J. Miraluentes, F. Mohr, M. Morlock, B. Oleiko, B. Rasch Jr., J. Schilling, J. Schock, J. Schoeller, H. Winter, G. Zwick

e1
List of the most important buildings and projects *
A complete statement of all buildings and projects is published in the book: Frei Otto - Spannweiten, by Conrad Roland

1955 Housing estate « Alexandra-Stiftung » (232 families) low cost housing, Berlin
Bundesgartenschau in Kassel (Garden Exhibition): three pavilions.
Hangars and mission churches.

1956 Prototype for series production of hangars and workshops.

1957 Pavilion at the Garden Exhibition Cologne and at the International Building Exhibition (Interbau) Berlin.

1958 Island café at the SAFFA Exhibition, Zurich.

1959 Studio Frei Otto, Institute for the development of lightweight structures, Berlin.

1961 Kindergarten and church, Berlin-Schönow (with E. Bubner).

1962 Test buildings at the German Building Exhibition (DEUBAU), Essen.

1963 Six pavilions at the International Garden Exhibition, (IGA), Hamburg.
Pavilion at the Swiss National Exhibition, Lausanne.
Church tower, Berlin-Schönow.

1965 in cooperation with R. Gutbrod:
*Mensa for the University Stuttgart-Hahenheim
German Pavilion, Expo '67 in Montreal ($ 4.5 million)
Conference Centre, hotel with mosque, Mecca (20 million)

1965 Movable roof, masque de fer in Cannes (with arch. R. Taillebert) ($ 75.000)
*University Ulm, Medical Academy, Hospital, Research Project

1966 Law cost housing in India, in cooperation with the National Design Institute, Ahmedabad, India.

1967 Piscine Boulevard Carnot, Paris, movable roof covering a swimming pool (with R. Taillebert) ($ 150.000)

1967-68 Open air theatre covering a church ruin, Bad Hersfeld, automatically movable roof, 1500 square metres ($ 150.000)
*Winter roof, London, for a moving building plot, 200×200 square metres.
*Roof for the soccer stadium, Gelsenkirchen, with the architects Brückner, Duwe and Klement ($ 1.5 million)

1967-68 Studio and house Frei Otto in Stuttgart ($ 125.000)
Research and Institute building for the Institute für leichte Flächentragwerke ($ 250.000)

1968-69 *Open air theatre, Wunsiedel ($ 250.000)
Roof for the Olympic Games 1972 in Munich ($ 6 million) (with the architects Behnisch and partners)

1969 *Summer-winter auditorium for the Museum of Modern Art, New York ($ 300.000)

f1
Articles
Neue Aufgaben - Neues Bauen, Vorlesungsverzeichnis Volkshochschule Köln, 18. Januar 1965 / Lightweight Structures, Arts and Architecture, April 1965 / Städtebau nud Anpassungs - fähigkeit. Gedanken aus dem Jahre 1958. Der Arkitekt. Bund deutscher Architekten. bda, 5 Mai 1965 / Zugbeanspruchte Konstrukt. 2 , Ullstein Fachverlag, Berlin, Oktober 1965 / Comportamento statico di membrane e reti, Casabella, Mailand, 307, Luglio 1966 / Frei Otto mid Conrad Roland, Deutscher Pavillon auf der Weltausstellung in Montreal, Baumeister, Nr. 11, November 1966 / Frei Otto, Rolf Gutbrot, Der Bau. Deutschland Heute. Generalkommisar für die Weltausstellung 1967 / Der Entwurf des Bauwerks. Die Gitterschalen des Auditoriums. Möglichkeiten vorgespannter Seilnetzkonstruktionen. Expo 67 Montreal - deutscher Pavillon. Dokumentation über das Bauwerk. Werner Verlag Düsseldorf, 1967 / Spannweiten, Bauten und neue Aufgaben. Industrie und Kunst Lienz, Linzer Akademiefonds, 1967 / Frei Otto, Ewald Bubner, Glockenturm für die ev. Kirche Berlin Zehlendorf, Acier Stahl Steel, 2, Februar 1967 / Frei Otto, Rolf Rümmelein, Mobile Dächer, Bauwelt, 10, März 1967 / Zuschriften an die Bauwelt, betr. wandelbare Dächer, Bauwelt, 10, 1967, Abgeschickt am: 2. April 1967 / Frei Otto, Rolf Rümmelein, Wandelbare, zugbeanspruchte Konstruktionen II, Bauwelt, 21-22, Mai 1967 / Frei Otto, Rolf Gutbrot, Der deutsche Pavillon in Montr. db, 8, August 1967 / Umwelt von Morgen 2. Baukunst im Wandel, NDR während des Bundestages des BDA in Hannover, Sendung: 10.9.67 9.30 - 10.00 Uhr / Gross-Wetterschutz für eine Baustelle in London, Bauwelt, 42-43, Okt. 1967 / Das ewige Zelt, Bauwelt, 45, Nov. 1967 / Oesterreichisches Bauzentrum, Tagung: Trends in der Bautechnik. Konstruktion - Bauform, November 1967. Olympiabauten 1972. Bauformen+Konstruktionen, Staatsbauschule München, 29. November 1967 / Die eigenen vier Wände. Architektur ohne Vorbild. Versuch einer Bestandsaufnahme. Sender freies Berlin, Feature Redaktion', 1968 / Zur Wittschaftlichkeit vorgespannter Seilnetzkonstruktionen, Bauwelt, 3, 15 Jan. 1968 / Ein Konstrukteur über Münchens olympische Architektur, Süddeutsche Zeitung, 26, Jan. 1968 / Zum kontruktiven Einsatz von Werkstoffen - Südd. Zeitung. Techn.-Wissensch. Blätter der Südd. Zeitung, 30, Januar 1968 / Olympische Spiele in Gefahr. (Stellungnahme), Stuttgarter Zeitung, 13, Februar 1968 / Ein Entwurf der Städtebaulich u. konstruktiv besticht. F.O. nimmmt zum preisgekrönten Olympia. Modell Stellung, Allgemeine Bauzeitung - Bau-Wirtschaftsblatt, 16, Februar 1968 / Kampf um Münchens Olympiazelt (Interview), Christ und Welt, 23, Februar 1968 / Holz im modernen Leichtbau, Fachtagung Holz: moderne Leichtbautragwerke. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung München 90, Meichelbeckstr. 28, 23 Februar 1968 / Frei Otto, Peter Stromeyer, Tents, AIA- Journal 4, April 1968 / Leichte Flächentragwerke aus Stahl (Vortrag Stahlbautagung), Deutscher Stahlbauverband Köln Sonderdruck aus « Fertigteilbau » Element-Verlag, 7013 Oeffingen 1968 - siehe auch: Fertigteilbau 4, April 1968 / Otto, Romberg, Röder, Leonhardt, Störmer, Vorschlag zur Ueberdachung eines Wellenbagles mit einer zusammen gesetzten Gitterschale in Borkum, Bauen und Wohnen 6, Juni 1968 / Gitterschalen, 1, Juli 1968 / Frei Otto u. a., Können wir heute für morgen bauen? (Podiumsgespräch), Zur Sache - Fernsehsendung des ZDF. Haus der Wissenschaften Nordrhein-Westfalen, 24.10.1968 / Mögliche und wünschbare Zukünfte (Diskussion), Protokoll des 31. Bergedorfer Gesprächskreises, November 1968 / Bauen und Wohnen im letzten Drittel des 20. Jahrhunderts, Elektrizität 1, Januar 1969 / Wie werden wir wohnen? (Referat und Podiumsgespräch), 3K - Forum, Kongresshalle Frankfurt/Main, 10. Januar 1969 / Aus berufenem Munde. Frei Ottos Meinung und eine Richtigstellung in Sachen Olympia, Der Baumeister 2, Februar 1969 / Frei Otto, Rolf Gutbrot, Zerlegbare Fussgängerbrücke, März 1969 / Bertram, Burkhardt, Gaupp, Haug, Minke, Otto, Schilling, Schöfl, Minimalnetze, Mai 1969 / El Prof. Frei Otto y sus construcciones autoportantes en lata, Materiales para la construccion, Mai 1969 / Plan 65, Bauwelt 31, 4. August 1969 / Frei Otto, Ewald Bubner, Das vorgefertigte Seilnetz für Dachkonstruktionen, Draht-Welt 10, Oktober 1969 / Historisch oversicht van tot nu toe greealiseerde membraan- konstrukties, d.w.z. niet-buigstijve, gespannen vliezen, Lehrgang: Kunststoffen in dragende Konstrukties, Delft Holland, 16.-17. Oktober 1969 / Historisch oversicht van tot nu toe greealiseerde membraankonstrukties, d.w.z. niet-buigstijve, gespannen vliezen. Lehrgang: Kunststoffen in dragende Konstrukties Delft, Holland, 16.-17 Oktober 1969, 1970 / Fabric, new dimensions in design, Industrial Fabric Review, 1970 / Aluminium in weitspannenden Dachkonstruktionen, Aluminium-Bericht, Juni 1970

f1
Books
Das hängende Dach. Gesalt und Struktur.
160 pp., 560 illustr.
Berlin: Bauwelt Verlag 1954.
Cubiertas Colgantes (Spanish translation of HD).
Madrid: Editorial Labor S.A. 1958.
Dachy Wiszace (Polish translation of HD, enlarged and revised by Frei Otto).
Warsaw: Arcady 1959.
Wissiatschie Pokrütija (Russian translation of HD, edited by I. G. Ljudkowski).
Moscow: State Publishing Office for Architecture and Constructional Engineering 1960
Zugbeanspruchte Konstruktionen. Gestalt, Struktur und Berechnung von Bauten aus Seilen, Netzen und Membranen.
Edited by Frei Otto.
Vol. 1, 320 pp., approx. 1700 illustr., 1962
Frei Otto: Grundbegriffe und Übersicht der Kon-
Rudolf Trostel: Die Berechnung der Membranen.
Frei Otto: Zugverankerungen im Baugrund.
Frankfurt and Berlin, Ullstein Fachverlag 1962.
Vol. 2, 176 pp., approx. 900 illustr., 1966
Friedrich-Karl Schleyer: Die Berechnung der Seilnetze.
Frei Otto: Grundbegrie und Übersicht der Konstruktionen.
Berlin, Frankfurt and Vienna: Ullstein.
Revised editions
Otto, Paul: Haundbuch für Steinmetzen.
Berlin: Bernard Friedrich Voigt.
Otto, Paul: Handbuch für Eteinmetzen.
Ulm, Ebner, 3rd edn, 1958.

FRITZ LEONHARDT

a1

1909 born in Stuttgart

1927-1931 student of civil engineering at Stuttgart University, degree of Diplom-Ingenieur

1932-1933 graduate studies at Purdue University, West-Lafayette, Indiana, USA

1934-1938 bridge engineer of the Autobahnen in Stuttgart, Berlin and Cologne
chief design and resident engineer for the suspension bridge across the Rhine in Cologne-Rodenkirchen

1938 degree of Doctor of Engineering of Stuttgart University

1938 till now Consulting Engineer mainly for bridges and difficult civil engineering structures
In charge of the design of an advisory basis for 8 more bridges across the Rhine, amongst them the first really slander hollow-box beam of large span in Cologne-Deutz. (slenderness ration of l/d=56), further suspensions bridges at Cologne-Mülheim and cable stayed bridges in Düsseldorf and Mannheim.

1949 and the following years development of new systems for prestressed concrete, one with large concentrated cables.
Design of the first hyperstatic and long span prestressed concrete bridges (96 m span in 1950) and first prestressed concrete railroad bridge of Germany. New construction methods of prestressed concrete bridges.

1953 design of Stuttgart Television Tower, first example of high rise concrete towers with tower restaurant, later design of several other towers like the one for Hamburg with a transmitter floor on top of the tower having 40 m diameter.

Since 1958 development of new systems of suspension and cable stayed bridges for very long spans with full aerodynamic stability and savings of more than 30 % compared with American bridge design.
Bridge designs for many foreign countries like Brazil, Argentina, Venezuela, Austria, Switzerland, Pakistan, India, and Japan.
Structural development and analysis for tent like roofs with steel rope net work of large spans (German Pavilion Expo 1967 in Montreal and Olympic Games Munich 1972).

1958 till now Professor at Stuttgart University, Chair for Concrete Structures.
Research work mainly for shear and torsion of reinforced and prestressed concrete at the Otto-Graf-Institute of Stuttgart University.

1967-1969 Rector (President) of Stuttgart University.

1971 Vice President of CEB (Comunité Europeen du Beton)
Author of several technical books and about 120 scientific papers and research reports.
Member of many national and international scientific committees.
Member of the Deutsche Akademie für Städtebau und Landesplanung.

Honours:
1953 Ehrenmünze des VDI
1959 Paul-Bonatz-Preis
1961 Fritz-Schumacher-Preis
1965 Goldene Ehrenmünze des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins
1965 Werner-von-Siemens-Ring the highest German honour in the field of technical achievements
1967 Emi-Mörsch-Denkmünze
1968 Medaille d'Or Gustave Magnel
1972 Dr. Ing. E. h. (Techn. Universität Braunschweig)

IORG SCHLAICH

a1

934 Born at Stetten/Remstal, Württemberg, Germany

953-1959 Study of architecture and civil-engineering, Technical Universities Stuttgart and Berlin, with Diploma graduation (Diploma-Engineer)
Scientific assistant: chair for reinforced concrete constructions, Professor Dr. Ing. Koepcke, Berlin
Practice on sites in Germany and in Turkey

1959-1962 Additional studies of civil-engineering at the Stuttgart University on problems of reinforced constructions with dissertation for the Doctor of Engineering
Assistant and lecturer for statics and reinforced construction at Case Institute of Technology in Cleveland, Ohio, USA, with graduation « Master of Science in Civil-Engineering » (M. Sc.)

1961 Design-engineer and site supervision for a construction company at Stuttgart

Since 1963 With Leonhardt and Andrä, Gemeinschaft Beratender Ingenieure VBI, Stuttgart, as engineer for the design of unusual structures (reinforced concrete, prestressed concrete and steel bridges, shells, towers, suspension roofs etc.)
Chief engineer for the design and construction of the cable net roof over the sport grounds for the Olympic Games in München 1972

Since 1967 Lecturer at the University Stuttgart for reinforced concrete structures (plates and shells)

Since 1970 Partner of Leonhardt and Andrä, Gemeinschaft Beratender Ingenieure BVI, Stuttgart
Different academic publications concerning theory of structures, reinforced concrete and prestressed concrete structures
Member of different national and international technical organizations.

J. H. ARGYRIS

a1

Professor J. H. Argyris has studied in Athens, Munich, Berlin and Zürich. He has served as chief of the static and flutter group of RAS, London. He is Professor of Aeronautical Structures at Imperial College and the University of London. In 1959 he founded the « Institut für Statik und Dynamik fer Luft- und Raumfahrtkonstruktionen » at the University of Stuttgart. He has consulted for American, English and German firms including United Aircraft Corporation, North-America Rockwell Corporation, Boeing Airplane Co., Seattle, and Svenska Aeroplane Aktiebolaget (SAAB), Linköping, Sweden. He has published numerous papers and several books.

a3

Organization of the ISD

The broad scope of the institutes activities has lead to the formation of the following 9 groups which have a current total of 80 employees. Fourty have degrees in Engineering, Physics, Mathematics or Electronics.

Discretization Group

The continuum to be tested (solid, liquid and gaseous) is broken up into many elements. This method forms the basis for all theoretical work at the ISD and it is specially suitable for large scale computers. The ability to break up a continuum is continually improved by the creation of new elements having modified geometries and/or modified stress-strain behaviour. These enable the continuum to be more conveniently analysed.

Optimization Group

The target of this group is the reliability of structures as well as minimum weight in the case of spacecraft, through computation methods, in which fully automatic program systems optimize the structure for given inputs of geometry, loads and material properties. The work is progressing with excellent results to date.

High Temperature Group

This group is concerned with analysis of high temperature structures in relation to thermally imposed stresses and temperature dependent mechanical behaviour.

Vibration Group

This group specializes in methods for the exact prediction of the vibratory behaviour of structures. Problems solved include the complete Starfighter aeroplane and several helicopter rotor blades.

Applied Programming Group

The application of ISD computer methods requires powerful programming systems which are developed by this group. These systems perform much of the actual programming work and therefore are easy to use. Thus the ASKA system is a fully automatic numerical solution of static and dynamic problems.

Systems Programming Group

It is the task of this group to develop special program languages and to improve the system programs. Current work involves a hypermatrix system ARGMAT for suitable formulation of the large problems in modern structures.

Experimental Group

This group conducts structural investigations for evaluation of theoretical calculations. Structural loadings include mechanical, vibratory and thermal. Measurements of stress distribution, deflections, and thermal profiles are obtained. Other tasks include determination of material stress-strain behaviour, low and high cycle fatigue under various stress combinations, and crack propagation.

Electronic Group

This group is responsible for computer maintenance. In addition, they develop and construct electronic measuring devices for experimental programs. These systems are compatible with the PDP-9 to provide on line capability.

Regional Computing Center Group

The Regional Computing Center at ISD includes UNIVAC 1004 and 1107 and CDC 6600. It is the first regional computing center established in West Germany. This group is responsible for management of the center, which serves the Universities of Stuttgart, Tübingen and Hohenheim.

b1.0

The ASKA System

The application of the ISD computer methods is based upon Professor J. H. Argyris' matrix theory of structures of deformable media which he initiated in 1954. The system into which the greatest development effort has been vested is ASKA (Automatic System of Kinematic Analysis), which implements the matrix displacement method, often also called the direct stiffness method, using a discretisation technique. Thereby the complete system is idealised into an assembly of finite elements to which we ascribe a simplified strain (or stress) pattern. The kinematic compatibility conditions are in this procedure satisfied everywhere, but the static compatibility conditions are as a rule only satisfied at the so-called nodal points where the grid-lines of adjoining elements meet. Finally, a system of equations is set up in the degrees of freedom at the nodal points. This method effectively solves a **physically** idealised system in an as exact a manner as the finite bits operations on the digital computer allow. It is in complete contrast to more traditional approaches like the finite difference method where **approximate** solutions to differential equations of the continuum are sought. Differential equations in the new method are never considered. There is no doubt that the new approach is not only ideally suited to the digital computer but also much more accurate and general than any previous technique. The method is not only applicable to linear systems but also to non-linear ones as they may arise under large displacements or under a non-elastic behaviour of the material; thermal effects are also completely accounted for. Any modifications to the material as they may arise through metallurgical and radiation effects are easily allowed for.

Through the years ASKA has been kept up to date by implementing the latest state of the art, be it structural or numerical innovations. For example, the element library, containing about 30 families of elements, certainly represents one of the superior systems today. Historically, the first elements to be incorporated were membrane plates, flanges and beams, which have found wide application in the analysis of stressed-skin structures as occur not only in aero-space constructions, but also in cars and ships. The library includes a very sophisticated curved thin shell element called SHEBA (see The Aeronautical Journal of the Royal Aeronautical Society, Technical Note, October 1968), that allows a reliable analysis of arbitrarily curved shells. Furthermore, for the continuum the family of three-dimensional elements (e.g. TET20 and TEA8, HERMES8, TECN, see Technical Notes in the July 1968 and January 1969 issues of the above mentioned Journal) gives excellent results. All elements have been tested thoroughly on actual engineering structures (e. g. turbine vanes, arch dams, reactor fuel elements, see figures of actual problems solved with ASKA at the back) and gave results in very close agreement with experimental data whenever this was available.
One should perhaps also stress the flexibility of the system to allow for particular wishes or changes through the flexible descriptive language developed at the Institute. Furthermore, substructuring can be used involving up to 2000 substructures. This, of course, is a very powerful tool in detail design. Since changes made in one single substructure affect the total assembled structure (built up by the different substructures) solely at the connection points of the changed substructure itself, all the others do not need to be assembled again. The boundary stiffnesses can simply be taken from the previous calculations. For small changes inside a substructure not significantly influencing the boundary stiffness at the joining points to the complete structure, a recalculation of the complete structure should not be necessary. One can simply take the boundary reactions on the substructure as its external loading and recalculate only the substructure itself.
From the above elucidations it is hopefully evident that the methods developed at the ISD allow the analysis of any structural design in order to verify the reliability and effectivity of the design before manufacture. Thereby a sound technological base can be decided upon through digital computer operations before fabrication specifications are approved for the industry.

KLAUS LINKWITZ

a1
Prof. Dr.-Ing. Klaus Linkwitz, born July 3rd, 1927 in Bad Oeynhausen, studies in geodesy at the Technical Universities Stuttgart and Munich from 1948 to 1952. From 1952 to 1958 geodesist and civil engineer in construction company engaged in preliminary projects, execution design, and actual execution of road and tunnel projects in Afghanistan and India, 1958 to 1960 research assistant with Prof. R. Finsterwalder in Munich, Dr. degree 1960. From 1960 to 1964 engineer and member of the board of directors in private consulting firm engaged in road projects and special surveys in Germany, Persia, Africa and Afghanistan. Since 1964 full professor at the Technical University Stuttgart and director of the Institute for applications of geodesy in civil engineering. Major interests of the institute: photogrammetry and data processing in road construction; technique of measurements, data processing, statical calculations, and application of automatic drawing machines for cable net constructions in the Sonderforschungsbereich 64; special applications of geodesy for civil engineering projects; numerical mathematics and adjustment calculations.

a2
Direct source: Own institute with all scientific staff; Indirect sources: Institute of Prof. Frei Otto, mechanics, statics.

a3
Institute for applications of geodesy in civil engineering, founded 1964, with the special fields of interest as quoted in the curriculum.

b1.0
Decisive for development cooperation with Frei Otto which started during design stage EXPO pavilion, Montreal. Development of short range photogrammetry, construction of own camera, experiments in photogrammetric measurmements of thin soap lamellas (Dissertation Dr.-Ing. Faig), development of methods for close range photogrammetry.
Original concept of work to be done for Munich: Cutting pattern determination by purely photogrammetric measurements of models, and showing the models « as they are » without corrections. From necessity starting developments of geometrical corrections to measurements, independent development of analytical calculation methods for the calculation of figures of equilibrium of cable nets. Development of methods and programs for the projection of boundary zones of the nets and automatic drawings in cutting pattern plans. Controls on site by geodetic methods of actual construction during montage and afterwards.

b1.1
Analytical close range photogrammetry, analytical calculation of figures of equilibrium, cutting pattern calculations, quasi conform mapping of boundary zones in cutting pattern plans, programs for automatic drawings of plans, projections and perspectives.
Methods for the measurement of models by close range photogrammetry possible, exact cutting pattern calculation by analytical methods possible, analytical calculation of cable net behaviour under load possible, exact drawing in quasi conformal mapping of cutting pattern plans with drawing machines possible.

c1
Frei Otto and his team, Jürgen Rummel, Wolfgang Faig, Hans Dieter Preuss, Dr.-Ing. Fritz Leonhardt and Dr.-Ing. H. J. Schlaich and their team, Ulrich Hangleiter, Hans-Jörg Schek, Niklaus Enz, Wolf-Ulrich Böttinger, Wolfgang Bölz, Dieter Schwenkel.

c2
Yes, Sonderforschungsbereich 64 with interdisciplinary research work on the subject of light weight roof structures.

d1
Not yet by industry, but by the Deutsche Forschungsgemeinschaft.

d2
According to our knowledge not yet.

e
Since we are not architects, no own design works.

f1
This would be a good opportunity to really make a list of author's publications which actually does not exist. Many publications have, however, been done on the above quoted fields of interest.

f2
K. Linkwitz, H.-J. Schek
« Einige Bemerkungen zur Berechnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen »
Ingenieur-Archiv 40 (1971).
Two papers which will be presented at the IVBH Congress, Amsterdam 1972:
a) K. Linkwitz, H. D. Preuss
« Mapping of the Cutting Patterns of the Boundary Zones of prestressed Cable Nets; Experiences from the roofs of the olympic facilities at Munich »
b) K. Linkwitz, H.-J. Schek
« Ueber eine neue Methode zur Berechnung vorgespannter Seilnetze und ihre praktische Anwendung auf die Olympiadächer München ».
Manuscript for the Proceedings of the IASS Symposium on Tension Structures and Space Frames, Tokyo 1971.
K. Linkwitz
« New methods for the determination of cutting pattern of prestressed cable nets and their application to the olympic roofs Munich ».
Dissertation K. Linkwitz
« Fehlertheorie und Ausgleichung von Streckennetzen nach der Theorie elastischer Systeme »
DGK Reihe C, Nr. 46/1961.
K. Linkwitz, H. D. Preuss
« Die photogrammetrische Vermessung der Modelle der olympischen Dächer München »
BuL, Heft 4/1971.
K. Linkwitz
« Ein kontinuierliches digitales Modell, dargestellt am Beispiel des Deutschen Pavillons Montreal »
BuL, Heft 3/1967.
K.-J. Rummel
« Die automatische Berechnung und Zeichnung von beliebigen Schnitten aus dem kontinuierlichen digitalen Modell des Deutschen Pavillons »
BuL, Heft 3/1967.
K. Linkwitz
« Ueber die Systematik verschiedener Formen der Ausgleichsrechnung »
ZfV Nr. 5/1960.
K. Linkwitz
« Applications of the matrix-eigenvalueproblem to the method of least squares »
Symposium 1966, Brüssel.
K. Linkwitz
« Zur vermittelnden Ausgleichung mit Bedingungsgleichungen für die Unbekannten bei singulärer Teilmatrix »
ZfV Nr. 6/1971.

f3
Due to the creation of Sonderforschungsbereich 64 Stuttgart itself is an excellent research center. Collaboration of my group with the institute of Prof. Dr. Eng. Hideo Nakamura at the Institute of Industrial Science, Imperial University Tokyo.

GIANNI BERENGO GARDIN

a1
Gianni Berengo Gardin è nato a Santa Margherita Ligure nel 1930.
I suoi primi lavori professionali sono del 1962. Si è dedicato completamente al reportage per diversi periodi, alla narrazione fotografica come indagine sociale, alla documentazione dell'architettura e del design.
Le prime fotografie di reportage di Gianni Berengo Gardin sono state pubblicate dal settimanale Il Mondo, nella sua prima serie romana diretta da Pannunzio. Sue fotografie sono apparse nei principali Annuals degli anni 50 e 60 e nelle pubblicazioni di storia della fotografia pubblicate negli Stati Uniti, in Francia, Giappone, Inghilterra, Italia, Svezia, ecc. Ha tenuto 14 mostre personali le più importanti a Londra, Losanna, Milano, New York, Roma, Padova, Parigi, Venezia.
Sue immagini sono inserite nelle collezioni di diversi musei e fondazioni culturali. Tra le altre citiamo il Museo d'Arte Moderna di New York, l'Istituto di Storia dell'Arte dell'Università di Pisa, la sede dell'Onu a New York, la Eastman House di Rochester. Ha esposto anche nelle grandi mostre collettive tenutesi presso la Photokina di Colonia e l'Expo di Montreal.
Nel 1965 è stato invitato dalla Eastman House ad esporre nella grande mostra « I 125 fotografi più rappresentativi dell'espressione fotografica contemporanea.
Collabora con i principali editori europei. Citiamo tra le testate italiane più importanti: Domus, Epoca, Il Capitale, Il Giorno, L'Europeo, L'Espresso, Il Mondo, La Domenica del Corriere, Panorama. Tra le straniere: Time, Der Stern, Harper's Bazaar, Réalités, Vogue, Le Figaro, Magnum, Think, Daily Telegraphs Magazine, ecc.
Attualmente si dedica, oltre che ai reportages giornalistici, anche a quelli aziendali per diverse tra le maggiori industrie italiane. Ad esempio per la Olivetti ha realizzato una serie di immagini con Henri Cartier Bresson destinate ad una monografia sulla fabbrica di Pozzuoli. Costante infine l'attività per il Touring Club Italiano, in particolare per la collana di volumi « Attraverso l'Italia ».

Diamo qui di seguito l'elenco delle pubblicazioni più importanti con fotografie di Gianni Barengo Gardin, in partizione sommaria secondo le caratteristiche visive e gli argomenti.

Fotografia di reportage

« Venise des Saisons », Testi di Giorgio Bassani e Mario Soldati, Edizioni Clairefontaine, Losanna, 1965 / « Viaggio in Toscana », Introduzione di Giorgio Soavi, Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia 1967 / « Morire di classe », a cura di Franco Basaglia, Giulio Einaudi, Torino, 1969.

Paesaggio, indagine ambientale, monumenti

« Toscana », primo volume, Touring Club Italiano, Milano, 1966 / « Toscana », secondo volume, Touring Club Italiano, Milano, 1966 / « Puglia », Touring Club Italiano, Milano 1967 / « Calabria-Basilicata », Touring Club Italiano, Milano 1968 / « Trentino-Alto Adige », Touring Club Italiano, Milano, 1968 / « Sardegna », Touring Club Italiano, Milano 1970 / « L'Isola », Edizioni Agenzia PGBS, Milano 1968 / « Canavese », Edizioni Aeda, Torino, 1969.

Architettura e monografie aziendali

« Biagio Rossetti, architetto ferrarese », Giulio Einaudi Editore, Torino 1960 / « Case Fondaco sul Canal Grande », Edizioni Scattolin, Venezia, 1961 / « Un edificio per la Rai », Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia, 1967 / « Fabrizio Bruno », Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia, 1967 / « Olivetti Pozzuoli », Edizioni Olivetti, Milano, 1969 / « Immagine di Venezia », Galassia Editrice, Milano 1970.

Scultura

« Monachesi », Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia, 1966 / « Il cavaliere, la morte, il diavolo », Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia, 1967 / « I Cadorin », Edizioni Fratelli Alinari, Firenze 1968 / « Sculture di Pierluca », Alfieri Edizioni d'Arte, Venezia, 1968.

Z. S. MAKOWSKI

a1

Professor Z. S. Makowski, born in 1922 in Poland, studied engineering at the Technological University of Warsaw, Royal University of Rome, Polish University College and Imperial College in London.

In addition to teaching and conducting research, Professeur Makowski has acted as a consulting engineer to various British and foreign firms on the analysis and design of space structures.

He has received several prizes including a special 1970 award from the Institution of Structural Engineers.

In 1953 he was awarded a doctorate by the University of London for a theoretical and experimental study of stress distribution of braced domes, a work dealing mainly with the Dome of Discovery, built for the Festival of Britain in 1951.

He taught theory of structures at the Polish University College from 1949-1951, for eleven years he was a member of the academic staff of Imperial College, University of London and since 1962 he has been the Head of the Department of Civil Engineering at the University of Surrey.

He has published over 80 papers on the structural analysis of grids, barrel vaults and domes.

GERNOT MINKE

a1

April 1937 Born in Rostock, Germany

March 1957 High school diploma (Abitur)

1957-1964 Study of architecture and city planning in Hannover and Berlin. 2 semester guest studies of social psychology

July 1964 Diploma of architecture

1963-1965 Development of a hanging apartment structure, a new way of construction for high density living

October 1964 Deputy director of the Institute of Light Weight Structures, University of Stuttgart (Director Prof. Dr.-Ing. Frei Otto). Participation on the design and research project on form and stress distribution of the German pavilion, Montreal Expo 67

1965-1969 Doctoral dissertation on the theory of evaluating the efficency of structures, research on minimal networks

1967-1968 Direction of a research project on defining material expenditure in structural elements under compression

1967-1968 Guest professor of structural design, at the Hochschule Für Gestaltung Ulm

1967-1969 Guest professor at the school of architecture Portsmouth, England

Since 1967 Consultant engineer for light weight structures

1967-1968 Development of a ribbed timber shell structure (with J. Natterer)

Since 1968 Editor of the magazine ARCH+

1968-1970 In charge of a seminar on tensile structures, University of Stuttgart

Jan. 1969 Co-founder of an interdisciplinary research and development group for « Urbanics »: development of an industrialized city building system

1969 Development of a prestressed surface structure of sheet metal

1969-1970 Development of additive pneumatic cushion elements for roofing

Since Oct. 1969 Professor of Stuttgart University (Institute of Environmental Planning, Ulm)

Since 1970 Editor of a series of monographs on light weight structures

1971 Guest professor on membrane structures at the Technical University of Delft, Netherlands

1971 Development of an airsupported membrane roof for swimming pools

Singe Aug. 1971 Director of the « Institut für Umweltplanung », Ulm (Institute of Environmental Planning)

Seminars

1967 « Tensile structures », Technical University of Hannover
« Light weight structures », School of Architecture, Portsmouth, England

1968 « Space net structures for high density living », Hochschule Für Gestaltung, Ulm
« Tensile structures », School of Architecture, Portsmouth, England
« Cable structures 1 », University of Stuttgart

1969 « Cable structures 2 », University of Stuttgart
« Membrane structures », School of Architecture, Portsmouth, England

1969-1970 « Tensegrity structure », University of Stuttgart

1970 « Pneumatic structures », Technical University Hannover
« High density living », Institute of Environmental Planning, Ulm

1971 « Pneumatic structures 2 », Technical University Delft, Netherdands

Appointments for research activities

Research group for timber structures, Munich.
Development of an alternative proposal for the construction of roofing for the Munich Olympics bulidings (with J. Natterer).
Vottelers Nachforlfer firm, Mössingen; Development of complementary pneumatic cushion-elements for shed roofing (with B. Burkhardt)
Arbeitgemeinschaft Holz, Düsseldorf: development of shell structures with timber ribbing for BAU 68 Munich (with J. Natterer).
SAG, Siegen: development of traction-stressed steel, structures.
Research group for Urbanik, Munich: development of a construction system for industrially prefabricated cities with variable storyed buildings (with the EfU group).
Kurverwaltung Bad Tölz: development of a pneumatic roofing for swimming-pools as a type-project.
Vottelers Nachfolger firm, Mössingen: Development of a cellular system for lightweight constructive elements.

Consultancies:

On the possibilities of permanent roofing for a prestressed cable timber construction and timber building materials (for the Arbeitgemeinschaft Holz, Düsseldorf).
On the application of steel plates for wide-span constructions (for SAG, Siegen).
For the development of codification of a method of information elaboration utilizing computers, for an industrialized urban construction system (for EfU, Munich).

a2

Industry: See e

e1

schools, institutes: see a3

a3

1. Institute of light weight structures (IL) University of Stuttgart, Director: Frei Otto.
In charge of two research projects (Minimal networks, expenditure of compression elements).

2. Hochschule für Gestaltung, Ulm (Space net structures).

3. School of Architecture, Portsmouth, England (Moveable membrane structures).

4. Development group for urbanics, Munich (Industrialized building system).

5. Technical University Delft, Architect. Department and Stevin Laboratory (Pneumatic structures).

6. Institute of environmental planning, Ulm (High density living).
7. Research and development office for light weight structure (own office) Research projects for industries.

f3

Cable net structures
Birds cage project
Competition olympic games Munich
Space cable nets
Hanging flats
High density living at the outskirts of a city, 1967
Space net structures for high density living, 1968
Tensegrity-systems
Membrane structures
Membrane structure with linear cable support
Moveable membrane roofs
Pneumatic structures
Two test structures
Form studies single wall structures
Pneumatic structures with « point » and linear support
Timber shells
Ripped timber shell, Munich, 1968
Development for the olympic games

b1, c1

See articles 2 to 7.

c2

Portsmouth school of architecture, Tecnical University Hannover

d1

see a1, consultancies

d2

two research projects of pneumatic structures and the industrialized building system (Production will be started within one year)

f3

What special interest, see a3.

e1

Buildings

Two-family house, Misburg, Im Heimfrieden 11, 1965.

Collaboration on the planning and construction of the Institute for Lightweight Structures, Stuttgart-Vaihingen (Experimental building Expo Montreal), 1966.
Shell structure with timber ribbing, BAU 68 Munich.
Experimental structure of the Arbeitsgemeinschaft Holz, with J. Nattener, 1968.
Single-family housing Sieglai, Augustinustraße 4, 1968.
Floating pneumatic construction for exhibitions, experimental construction, Technische Hochschule, Delft, 1971.
Café roofing (membrane roofing) Hotel near to the iodine springs at Bad Tölz, 1971.
Undulated roofing (pneumatic structure) Hotel near to the iodine springs at Bad Tölz, 1971.
Industrial sheds Vottelers Nachfolger, Mössingen (pneumatic cushion structure; 1971, in construction).
Bus Station, Stuttgart (membrane structure) with B. Burkhardt, 1971 (at planning stage).

Publications

Frei Otto at Montreal, Dimag Nov. '66.
Development of a lattice shell costruction; Baumeister 2/1967.
German Pavilion at the Montreal Exhibition, Bauen+Wohen 6/1967.
Project for a Bird-cage, L'architecture d'aujourd'hui 131, April 1967.
Bird-cage, Bauen+Wohen 12/1967.
Hanging flats, Architectural Design April 1968.
Project for Bird-cages, Architect. Design, April 1968.
Tensile structures, Architectural Design 1968.
Roofing of the Montreal Auditorium, Architectural Design, April 1968.
Spatial cable net for high-density housing, seminar address (to the Hfg students Ulm), Hochschule für Gestaltung Ulm, May 1968.
Research on the use of materials in constructive elements subject to compression forces (research work at the Institute for Light Structures, University of Stuttgart, May 1968).
Shell with timber ribbing, DBZ 7/1968.
Montreal 1967, Architecture d'aujourd'hui, 141, December 1968.
Shell with timber ribbing, db 12/1968.
Shell with ribbing in a timber construction, Holzzentralblatt 17, Jan. 1969.
Lightweight timber structures, Berliner Bauverhaben, 5 Feb. 1969.
Cable constructions, seminar address (to the students of the University of Stuttgart) Feb. 1969.
Variable roofing for swimming-pools, Bauen+Wohen, Swiss edition 3/1969.
Timber structures, Bruderverlag, Karlsruhe, 1969.
Minimal nets (with G. Schöfl), db 5/1969.
Variable membrane roofing, Bauen+Wohnen 6/1969.
Experimental researches in minimal nets (with G. Schöfl), Report to the Institute for Lightweight Structures, Stuttgart, June 1969.
Variable membrane roofing, Techniques et Architecture, June 1969.
Pneumatic structures, seminar address (to the students of the School of Architecture of Portsmouth, England), June 1969.
2 cable constructions, seminar address (to the students of the University of Stuttgart) July 1969.
Informationdienst Holz A 51 - Timber structures, Arbeigemeinschaft Holz, Düsseldorf, 1970 (Jan.).
Pneumatic Constructions, seminar address (to the students of the TU of Hannover) Hannover 1970 (February).
« Tensegrity » 1, Seminar address (to the students of the University of Stuttgart) Ulm 1970 (April).
On the development of timber structures, Technisch-Wissen-schaftliche Blätter der Südd. Zeitung, 167. Ausgabe, 4 June 1970.
On the efficientcy of load-bearing structures (Address on graduation thesis), Lightweightstructures, Karl Krämer Verlag, Stuttgart 1971.
U for Umweltplanung (Environmental Planning) in Study Concepts of Environmental Organization (with G. Curdes and J. Kopperschmidt) University information (Universitätsnachrichten) 2; January 1971, University of Stuttgart.
On the efficiency of load-bearing structures (Address on graduation thesis), VDI-Z volume 113 (1971) nr. 2.
Environmental planning - Conception of a planning study Stadtbauwelt, March 1971 (with G. Curdes and J. Kopperschmidt).
Pneumatic construction, seminar address (to students of the TH of Delft) Delft 1971.
Construction research at the Institut für Umweltplanung (with G. Curde and J. Kopperschmidt), Arch+ 12, 1971.
Membrane Structures with load-bearing surfaces, Techniques et Architecture, April 1971.
Membrane structures with stabilizing surfaces, Bauen+Wohnen, November 1971.
Timber shell constructions, Leichtbaukonstructionen Volume 4, Stuttgart 1971 (in preparation).
Prestressed Constructions for high density housing agglomerations (in preparation).

Publications by other authors on Minke's researches and developments:

Satellite town of Perlach under fire from the critics, Müncher Merkur of 9.12.1966.
Hanging flat in the Perlacher Forst, Abendzeitung 9.12.1966.
Pyramidal arrangement of flats, Süddeutsche Zeitung of x.LO; 12/1966.
Research on a hanging flat, L'Architecture d'aujourd'hui 130, Feb. 1967.
Pyramidal arrangement of hanging flats, Baumeister 5/1967.
Pyramidal arrangement of hanging, flats, Neue Heimat 10/1967.
Suspended towards the sun, Arena/Interbulid, January 1968.
Tendencies in engineering-type timber constructions, Fertigeilbau 7/1968.
Suspended and prestressed shells in constructive models with timber ribbing, Bauwelt 2/1969.
Suspended and prestressed shells in constructive models with timber ribbing, Bauen+Wohnen 2/1969.
Suspended and prestressed shells in constructive models with timber ribbing, Baumeister 2/1969.
The problem of roofing for the Olympics, Münchener Leben, March 1969.
Tendencies in timber engineering-type constructions; Der Architekt 5/1969.
Timber ribben vaulting, Techniques et Architecture, June 1969.
Portsmouth project, Architectural Design Dec. 1969.
Mathematical study - minimal meshes with soap solutions, Bild der Wissenschaft no. 5, 1970.
R.F.A. - Pneumatic constructions, Techniques et Architecture, April 1971.

MARGHERITA PAOLINI

a1

Margherita Paolini si è laureata presso l'Istituto di Tecnologia della Facoltà di Architettura di Roma il 27 luglio 1967 ed è stata abilitata alla attività professionale nel novembre dello stesso anno.
Nel giugno 1968 ha vinto il primo premio ex-aequo del concorso nazionale per ingegneri ed architetti bandito dall'Ufficio Italiano Sviluppo Applicazioni Acciaio (U.I.S.A.A.) di Milano, presentando un progetto di tensostruttura in acciaio: « Copertura a vela tesa: hangar per aerei di tipo supersonico » [1]. Ha in seguito partecipato a concorsi nazionali, tra cui il concorso per il progetto del Padiglione Italiano per l'Expo Internazionale di Osaka, con una struttura pretesa a vela tridimensionale avente come motto « Iperbole '70 » [2].
È stata membro del gruppo di ricerca 5.3 nell'ambito del Programma di Ricerca per l'industrializzazione dell'Edilizia promosso dal Consiglio Nazionale delle Ricerche ed avente come tema: « La progettazione funzionale dell'organismo: norme operative della committenza ».
Ha svolto attività di ricerca presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Roma, diretto dal Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi relativamente al tema: « Tipologie e campo di applicabilità delle tensostrutture - Analisi delle metodologie di calcolo per sistemi piani, bidimensionali e spaziali - Sperimentazioni, materiali e tecniche costruttive ».
La suddetta ricerca, attualmente in corso di pubblicazione a cura della U.I.S.A.A., su vari numeri della rivista Acciaio (Acier-Stahl-Steel), si è proposta come l'avvio di una impostazione metodologica organica e sistematica delle possibilità formali e strutturali di un sistema costruttivo relativamente poco conosciuto in Italia. Essa vuole fornire una prima base di approccio e di documentazione a quanti, studenti e professionisti, siano interessati alla conoscenza di nuove tecniche suscettibili di allargare il campo della sperimentazione progettuale nel campo delle grandi coperture.
Di tale ricerca e della relativa bibliografia ragionata per argomenti, vengono ripresi gli stralci più significativi e la documentazione di carattere informativo più generale. La parte relativa alla classificazione tipologica ed applicativa è stata svolta in contatto con alcuni centri europei specializzati nel settore, come la Jawerth Interstatik di Stoccolma, l'Institut Technique et Plastique de Recherche sur les Voiles Prétendues (I.T.P.R.V.P.) ed il Cabinet d'Etudes Techniques d'Architecture et de Construction (C.E.T.A.C.) di Parigi; la parte relativa ai problemi del calcolo è stata redatta sulla base della documentazione esistente dei vari centri di ricerca professionali ed universitari europei ed americani e soprattutto in stretta collaborazione con l'Istituto Tecnico delle Costruzioni del Politecnico di Bologna e del relativo Centro di Calcolo. Le informazioni relative alle caratteristiche dei materiali e dei particolari costruttivi sono state in gran parte fornite dalla ditta Radaelli di Milano.

---

[1] Pubblicato sul numero di gennaio 1969 di Acciaio-Acier-Stahl-Steel.

[2] Pubblicato sulla monografia Inarch, edizioni OE, studio « Metamorph ».

ANDREW TWEEDIE

a1

Born 19 February 1945; educated here and there; bilingual English/French; have remained freelance working for Friendz, Strangedays, press agencies, BBC and various other publications.
Widely travelled; lived in Europe participating in and protographing happenings (SWIZ events) festivals (Glastonbury), inflatables, Eiffel Tower. Drove overland to Nepal.
At present completing photo story on communes and « alternative » living.
Planning to experience South America from a hot air balloon.

GRAHAM STEVENS

a1

Graham Stevens, born on river Windrush, Left university '66; organised The Unstable Environement. The propositon and use of pneumatics in art and the environnement at I.C.A. '67. Has exibited in Britain, U.S.A., South America, Europe. Directed « Atmosfields » an arts council film on air, using structures illustrated in the article. Is presently preparing a book - Revolution Air -.

DAVID GEIGER

a1

David Geiger is a graduate of Drexel Institute of Technology and holds a Masters Degree from the University of Wisconsin, and a PhD from

Columbia University, where he has been a Lecturer and is now Adjunct Associate Professor. He has done structural research in Wisconsin, and was an instructor at Drexel and at City College, New York.

Dr. Geiger is a partner in the firm, David Geiger-Horst Berger, U.C., Consulting Engineers, and holds professional licenses in twelve states.

Dr. Geiger has authored several papers and monographs on advanced structural theory and design and served as consultant on numerous complex structures. His honors include the Engineering News Record « Men Who Made Marks in 1969 », the 1970 International Interior Design Award by The American Institute of Interior Designers, and the 1971 Associate Member Award of the Metropolitan Section, ASCE for his paper, « U. S. Pavilion at Expo '70 », which featured the air-supported cable roof and appeared in the March, 1970 issue of Civil Engineering.

In 1971 Dr. Geiger was appointed Co-Chairman of the Air Kinetics Committee, BRAB/BRI, National Academy of Sciences of the National Research Council.

a2
(a) Author compiled a Complete Literature Survey of American Iron & Steel Institute, in 1967.
(b) Author's background includes theoretical Engineering Mechanics and Applied Mathematics at graduate level as well as civil engineering and architecture.

a3
Columbia University School of Architecture.

b1.0
The U.S. Pavilion design demonstrated the long span economy and architectural characteristics of the low profile air structure. All elements except the fabric skin could be considered permanent. Air conditioning costs could override any structural savings. Consequently, Dr. Geiger's research has been directed toward a permanent incombustible, yet translucent, skin with thermal properties and self patterning characteristics for the low profile air structure.

b1.1
Teflon coated fiberglass fabrics seem to have the desired properties and since waste is a minimum and self patterning is used overall, costs appear to be about as they were before.

d1
Educational Facilities Laboratories (Dr. Harold Gores President), a non-profit foundation.

d2
Not yet.

e1
Most significant works:

1. United States Pavilion - Expo '70.
a. 1970
b. Osaka, Japan
c. Exhibitions
d. Davis, Brody & Associates, Architects
e. New York
f. Ohbayashi-Gumi, Ltd.

2. Museum of Natural History, Bicentennial Exhibit - Space Truss
a. 1969
b. New York, New York
c. Exhibition
d. Dimensional Communcations, Inc.
e. New York
f. Dimensional Communications, Inc.

3. Beth El Synagogue - Laminated Wood Hung Roof
a. 1967
b. St. Louis Park, Minnesota
c. Synagogue
d. Betram L. Bassuk
e. New York

4. Eastern Airlines Hangar - Space Truss, 440 ft. by 280 ft. in plan, 20 feet deep on 100 ft. high columns.
a. 1971
b. Miami, Florida
c. Hangar for 3 Boeing 747 airplanes
d. Connell Associates
e. Miami, Florida
f. Bristol

5. University of Buffalo - 50-Million Dollar complex of academic facilities.
a. 1970
b. Buffalo, New York
c. College dorms and academic facilities
d. Davis, Brody & Associates
e. New York
f. Elia, Cowper

6. Milligan College Field House - low profile air-supported structure utilizing permanent incombustible translucent membrane.
a. 1971
b. Milligan, Tennessee
c. Field House
d. Shaver & Co.
e. Michigan City, Indiana

f2
« Frei Otto - Tension Structures », by Conrad Roland (Praeger Publishers - New York, Washington).

f3
Light Surface Structures at the Faculty of Civil Engineering, Technological University of Stuttgart.

Mick Eekhout

FREI OTTO E LE OLIMPIADI DI MONACO

(dai modelli sperimentali di misurazione alla definizione del pattern tramite il computer)

LA STRUTTURA A RETE DI CAVI D'ACCIAIO PER I GIOCHI OLIMPICI DI MONACO DEL 1972

A

In Germania la ricerca sulle strutture leggere a grandi luci – soprattutto su quelle a rete di cavi d'acciaio – viene svolta essenzialmente a Stoccarda.

Due fatti attirano l'attenzione: l'esecuzione della copertura a rete di cavi d'acciaio, per i giochi olimpici di Monaco del 1972, in corso dal 1967, e la formazione di uno speciale gruppo di ricerca, comprendente 14 istituti, per svolgere attività di studio teorico – o solo indirettamente applicato – in questo campo.

L'articolo che segue, fa riferimento essenzialmente a entrambi questi fatti, assai promettenti, che riflettono un modo di affrontare i problemi tipicamente tedesco. Vogliamo qui ringraziare tutti coloro che hanno cortesemente messo a disposizione dell'autore di questo articolo, la documentazione necessaria per una corretta analisi del loro lavoro.

B

Il **26 aprile 1966**, il Comitato Olimpico Internazionale, designò ufficialmente Monaco, la capitale della Baviera, in Germania Occidentale, quale sede dei XX Giochi Olimpici del 1972.

Gli avvenimenti più importanti dovrebbero aver luogo a Oberwiesenfeld, un aeroporto successivamente destinato alle attività ricreative della città. Con una superficie di quasi tre chilometri quadri, il campo costituiva una grossa occasione per gli abitanti di realizzare un'area per il tempo libero; e, per i Giochi Olimpici, di svolgersi a pochi chilometri di distanza dal centro della città.

La scelta della commissione che prese in esame le 102 proposte presentate per la realizzazione del complesso di edifici per i giochi, fu resa nota il **13 ottobre 1967**. La commissione annunciò che lo studio di architettura Behnisch aveva ricevuto il primo premio, e raccomandò che questo progetto fosse assunto come base per i futuri sviluppi dello studio del complesso architettonico per i giochi.

L'aspetto particolarmente interessante della proposta premiata, è il tipo di integrazione col paesaggio prevista per le attrezzature per l'atletica. Quello che era un piatto campo d'atterraggio per aerei, doveva diventare un paesaggio, trattato come una scultura, all'interno del quale le aree destinate alle varie attività atletiche, s'integravano liberamente. Ad un primo esame, il progetto – con la sola eccezione della copertura – sembra molto semplice: invece, molti furono i problemi tecnici che si dovettero risolvere; la copertura, poi pose i problemi più grossi.

La giuria espresse le sue preoccupazioni, dicendo che « la copertura a forma di tenda costituisce l'aspetto più problematico dell'intero progetto ». Sul fatto se fosse utile o meno adottare lo stesso metodo costruttivo del padiglione tedesco per l'Expo di Montreal, del 1967, la commissione fu letteralmente incapace di arrivare ad una chiara conclusione. Così, per mesi si cercò di risolvere la questione se il progetto premiato oppure qualche altro fra quelli presentati al concorso, e premiati, potesse essere realizzato a minori costi, senza impoverire la qualità architettonica del progetto, nella sua concezione generale.

I professori Leonhardt, Rüsch e Burkardt, hanno espresso il loro giudizio sulla copertura in questione, il **14 dicembre 1967**: « Non dovrebbe essere impossibile realizzare la copertura secondo la forma proposta dal progetto. L'esperienza di Montreal insegna tuttavia che una struttura di quel tipo è costosa. Anche tenendo conto che l'esperienza accumulata in quel caso rappresenta un buon vantaggio iniziale, il metodo di realizzazione proposto – insieme con il fatto che una parte considerevole della superficie coperta non è praticamente utilizzabile – rendono la soluzione antieconomica, sia dal punto di vista della costruzione che della manutenzione. Per di più, la soluzione proposta implica tutta una serie di difficoltà tecniche (lo smaltimento delle acque, la formazione di neve e di ghiaccio, il carico dovuto all'azione del vento, ecc.). Per cui, non sembra ragionevole, sia tecnicamente che economicamente, realizzare la copertura nella forma e nelle dimensioni proposte dal progetto, soprattutto tenendo conto che la commissione ha valutato che la concezione architettonica dell'insieme non soffre abolendo la soluzione della *copertura* continua. Per quanto ci concerne, raccomandiamo di non adottare la soluzione proposta dal primo premio, senza cercare seriamente delle alternative per la copertura a tenda, come punto di partenza per ulteriori sviluppi del progetto ».

Gli architetti ultimarono i loro studi sulla forma della copertura, **alla fine di febbraio del 1968**. Alcuni propongono lo stesso tipo di copertura sospesa ad un punto, ma di superficie ridotta: altri, dei gusci, delle piastre e soluzioni con travi, e strutture spaziali (tipo MERO); infine, delle coperture sospese, in una soluzione che cambiava singoli edifici in sistemi chiusi. Quest'ultima proposta rappresentava uno sviluppo del progetto terzo premiato, con la consulenza degli ingegneri Leonhardt e Andrä. Tecnicamente, era realizzabile, ma con questa soluzione si coprivano solo i singoli edifici, non lo spazio tra questi.

Un'altra proposta ancora fu presentata dai professori Kupfer e Guttner. Questi scelsero una struttura a rete in cavi di acciaio, ma con un maggior numero di piloni, una curvatura maggiore, e con una *copertura a guscio in legno*, che conferisce alla superficie una certa rigidità trasversale, realizzando una migliore distribuzione dei carichi e di conseguenza minori deformazioni. Grazie alle rigidità del guscio in legno, la rete richiede d'essere pretesa in misura minore. Per di più, il legno ostacola le oscillazioni. (A causa di ciò, David Jawerth, di Stoccolma, propose nel 1967 uno sviluppo del progetto originario, che applicasse le caratteristiche estetiche della soluzione strutturale da lui proposta.)

La proposta di Kupfer e Guttner convinse un comitato di esperti, alla fine del mese di **febbraio 1968**. La Società per la costruzione degli edifici per i Giochi Olimpici scelse sia la soluzione della copertura a rete di cavi in acciaio con il guscio di legno, sia quella che realizzava coperture separate per i singoli edifici, per approfondirle entrambe, in modo da arrivare alla fine ad almeno una soluzione effettivamente adottabile.

Nelle soluzioni che prevedevano delle coperture appese per i singoli edifici, il gimnasio doveva essere coperto da una superficie a paraboloide iperbolico. La parte restante della copertura consisteva in un anello chiuso, a forma di sella. La soluzione di coprire tutte le tribune con una sola struttura, era sembrata la più economica (soprattutto in vista della possibilità che venga coperta la parte orientale delle tribune, per i campionati mondiali di calcio del 1974).

Fu solo ai primi di **marzo del 1968** che Behnisch & Soci ricevettero la commessa per il progetto di Oberwiesenfeld, e sempre con l'esclusione della copertura.

Dopo un'altra proposta di Frei Otto, che riduceva l'altezza della rete e introduceva dei cavi a tirante, a congiungere la cima dei

piloni con diversi punti della rete, per aumentare i punti di sostegno (figg. 3, 4 e 5) la giuria del concorso si riunì un'altra volta agli inizi del **giugno 1968**:

« Il confronto della soluzione che prevede una sola copertura continua, con quella a coperture separate per i singoli edifici, ci conferma nell'idea che i vantaggi presenti nella concezione architettonica del progetto che ha vinto il primo premio sono indipendenti dalla soluzione da adottare per la copertura. Tuttavia, è apparso chiaro che le idee fondamentali del progetto risultavano sottolineate, in modo molto convincente ed esaltate della copertura continua, mentre ciò non avviene nel caso della soluzione a coperture separate. Sia la compattezza della distribuzione degli spazi intorno alla piattaforma centrale, sia il rapporto con il paesaggio e con l'elemento dominante costituito dalla torre della televisione, sono molto più evidenziati nel caso della copertura continua che in quello delle coperture separate. Anche nei confronti della volumetria del villaggio olimpico, la copertura continua rappresenta un più efficace elemento di equilibrio della composizione spaziale. Sulla base di queste argomentazioni, la giuria è del parere che la cosiddetta soluzione "a tenda", sia senz'altro la migliore... ».

La decisione sulla copertura fu resa nota il **21 giugno 1968**, e anche allora non servì a calmare le lamentele, i dubbi e le critiche che ebbero un'influenza molto forte sul continua sulla fase di progettazione prima e durante l'esecuzione dell'appalto più consistente. Gli appaltatori – per le opere in cemento, legno, acciaio – non sono i soli ad essere lanciati l'un contro l'altro. Perfino le imprese di costruzioni meccaniche che hanno l'abitudine di calcolare le loro strutture a partire dal peso, ebbero delle obiezioni riguardo a quella che in pratica appariva come un capovolgimento del rapporto abituale tra le voci « fornitura del materiale » e « assistenza tecnica ». Il fatto che un peso maggiore rappresentasse un maggior profitto, andava contro i principi di uso minimo sia di materiale che di mano d'opera di Frei Otto, cioè di colui il quale aveva introdotto, di fatto per primo in Europa, le strutture a rete.

La questione di fondo — se la copertura « a tenda » dovesse essere effettivamente realizzata o no — fu affrontata di nuovo, e discussa con accanimento, nella riunione del comitato di direzione del **18 agosto 1968**. Tuttavia, nel frattempo, la data entro la quale l'opera doveva essere terminata, l'agosto 1972, cominciava ad essere così vicina, e tutta una serie di decisioni preliminari che vincolavano la scelta erano state già prese; soprattutto, si dovevano iniziare i lavori, parallelamente all'attività di progettazione e di calcolo. Gli inconvenienti dovuti a questo tipo di situazione sono presenti a tutt'oggi: ma il lavoro bene o male è continuato.

NOTA

Le dimensioni della copertura oggetto del concorso sono indicate nella figura 2, allo scopo di confrontare la superficie con un certo numero di realizzazioni dello stesso tipo. La copertura richiesta dal concorso, è una struttura sostenuta da un sol punto, come quella del padiglione della Germania a Montreal, *realizzato da Rolf Gutbrot, Frei Otto e Fritz Leonhardt, e come quella dell'auditorium* Sydney Meyer a Melbourne. *Gli altri esempi presentati, sono invece strutture appoggiate al perimetro (le prime tre, invece, hanno il perimetro libero).* Kenzo Tange *progettò per i Giuochi Olimpici di Tokio del 1964, una piscina coperta e un ginnasio, i due edifici più importanti, con una copertura che era una combinazione di strutture sospese in un sol punto e appoggiate ai bordi. La copertura del padiglione tedesco a Montreal abbracciava una superficie di esposizione di circa 7.300 metri quadri, per la durata di due anni. Il pilone più alto, misurava 38 m; la distanza tra i piloni era di 37 m. La rete in cavi di acciaio era tesa tra i piloni e gli ancoraggi; sotto la rete, venne appeso un foglio di plastica per proteggere l'area coperta. Il costo della costruzione, sembra si sia aggirato sui 460 marchi per metroquadro.*

(L'anno scorso, si dice che il recinto dell'Expo abbia attirato più visitatori che Disneyland in California. Una delle ragioni di questa popolarità che non accenna a diminuire, è senza dubbio l'esistenza della struttura a tenda dello « zio » Frei, ora adibita a padiglione per i bambini. La copertura è rimasta com'era, mentre l'allestimento interno, che documentava la tecnologia germanica, è stato sostituito da scivoli, buche di sabbia, strutture per arrampicarsi, e tutto ciò che può realizzare un ambiente totalmente adibito ai bambini.)

L'auditorium Sydney Meyer *ha una copertura aperta sui bordi, ed ha la stessa funzione della copertura dello stadio di Monaco. Un cavo terminale copre la distanza di 55 m, esistente tra i due piloni. Dal cavo terminale, verso il fondo del palcoscenico è stesa la rete in cavi di acciaio, coperta con legno compensato. Questa costruzione fu progettata nel 1957 da B. Patton. Confrontiamo ora le realizzazioni di Montreal e Melbourne, con il progetto per Monaco, per vederne le differenze, sia funzionali che estetiche. Le prime due, hanno la sola funzione di protezione contro il cattivo tempo. La copertura per Monaco – la metà relativa al ginnasio e alla piscina, – doveva invece offrire la protezione contro il vento, l'isolamento contro il calore, e in parte una tenuta termica per poter essere utilizzata anche nel periodo invernale.*

Le dimensioni sono multiple di quelle relative agli esempi citati. Il cavo terminale più lungo dello stadio, è circa dieci volte il corrispondente di Montreal, e le sollecitazioni agli ancoraggi, circa trenta volte maggiori.

LA CONCEZIONE GENERALE DEL PROGETTO ARCHITETTONICO

A

1. incrocio di due strade di collegamento principale; canale est-ovest congiungente il Nymphenburg al Giardino Inglese, tra i due laghi, il Kleinhesseloher e il Nymphenburger; effetti sulle aree residenziali circostanti, e possibilità di risanamento di tali aree.
2. sistemazione del terreno; completamento e abbellimento della collina di detriti; completamento della sistemazione del terreno nella parte nord.
3. situazione di partenza; elementi preesistenti: la spianata, la collina, il canale, la torre della televisione, il palazzo del ghiaccio; le dimensioni della spianata sono 1,5 × 2,5 kmq.
4. sistemazione del canale di Nymphenburg in modo da creare un lago artificiale.
5. organizzazione del traffico; traffico pubblico locale e traffico individuale; area residenziale e negozi; parcheggio riservato agli autobus, e alle autovetture private in corrispondenza col mezzo pubblico; torre della televisione e palestre; parcheggi per autobus pubblici e privati, per i visitatori della collina; percorsi pedonali principali.
6. creazione di fasce verdi per realizzare i collegamenti richiesti, utilizzando alberi del posto; soprattutto, i tigli (il tipico albero delle vie di Monaco); il canale di Nymphenburger, da sistemare con piante acquatiche.
7. edifici; gli alloggi per l'università e la zona dei villaggi, disposti in due anse; la forma a denti di sega degli edifici per gli alloggi, continua in quella della vegetazione; gli edifici per le attività sportive principali, dominano la spianata destinata alle aree sportive; gli stadi sportivi della zona sud, sono ricavati direttamente nel terreno.
8. disintegrazione degli spazi pedonali, necessari per raduni di massa, in sentieri diretti, di dimensioni normali, e in stretti passaggi per gente contemplativa e sentieri « privati », e prati indistruttibili fatti perché molta gente ci possa camminare sopra (il terreno stesso contiene degli sbarramenti naturali).
9. il tiglio è l'albero utilizzato come elemento caratterizzante dei percorsi pedonali; in alcuni punti, i filari ravvicinati creano ombrosi boschetti.
10. gli stadi sportivi non sono concepiti come singoli edifici, ma come parte integrante del terreno, modellato opportunamente; essi sono ricavati nelle pendenze del terreno, solo le tribune fuoriescono; la sistemazione totale del terreno permette di prevedere aree particolari, molto caratterizzate, senza che se ne perda la connessione con l'insieme.
11. i singoli edifici (così pure i terrapieni) e parti del terreno, sono coperti dal tetto, la cui forma unifica i singoli edifici con la collina, in un solo grande spazio, il centro olimpico.

B

Commentando il progetto, il prof. Günter Behnisch ha dichiarato che insieme con i suoi colleghi, s'è proposto di esprimere nel progetto la particolare atmosfera di Monaco, città delle muse e delle arti. La Società dei Giochi Olimpici richiedeva che le attività olimpiche si svolgessero a distanze ravvicinate, fossero immerse nel verde, e infine risultassero caratterizzate come olimpiadi delle arti non meno che dello sport. Questi obiettivi generali furono integrati dall'orientamento scelto dagli architetti, tendente a creare un senso di apertura, di trasparenza e di facile percezione. Dovevano essere evitate impostazioni assiali e di tipo monumentale.

Una scala umana, in un progetto che parte da questi presupposti, significa due cose: da un lato, dimensioni che possano essere afferrate da chiunque; dall'altro, forme adeguate alle esigenze di assembramento di un gran numero di persone. Singoli edifici, come ad esempio lo stadio di 80.000 spettatori, richiedono dimensioni enormi, in termini di volume costruito. Una soluzione consiste quindi nell'infossare questi edifici del terreno, in modo da ridurne la visibilità.

L'obiettivo non è quello di creare un insieme di singoli edifici, bensì un paesaggio architettonico, che unifica le diverse forme di destinazione d'uso. La grande copertura collega gli avvenimenti sportivi, sottolinea tali avvenimenti come fatto principale, ma al tempo stesso racchiude lo spiazzo che sta al centro fra lo stadio, il ginnasio e la piscina, aprendolo verso il lago e la collina. Qui, nel mezzo, in questo spazio che è contemporaneamente aperto e delimitato, si incontrano gli sportivi di tutto il mondo, gli spettatori e la popolazione di Monaco.

L'elemento decisivo del quale il progetto ha tenuto conto, non è stato tanto l'utilizzazione durante i giochi medesimi, quanto quella successiva. L'Oberwiesenfeld è destinato a diventare un nuovo, grande centro ricreativo, un polmone che offra alla città molteplici occasioni di svago, attivo e passivo; in più, deve costituire il centro di un nuovo quartiere.

Behnisch & soci si sono limitati a fornire un piano d'insieme. Singole parti del progetto dovrebbero essere elaborate da altri architetti, nell'ambito della concezione che ha informato il progetto stesso. Il piano generale prescrive le condizioni che tali piani di sviluppo dovranno rispettare. Fattori che si possono considerare indipendenti, (come le esigenze di spazio, i collegamenti per il traffico, i marciapiedi, considerazioni formali, ecc.) hanno avuto un effetto sull'insieme. Il piano generale specifica le limitazioni da osservare negli sviluppi ulteriori del progetto – di tipo architettonico, spaziale, funzionale – sia nei grafici che nella relazione.
Il lavoro di Behnisch & soci è costituito da due parti:
1) piano d'insieme (sistemazione generale e supervisione artistica);
2) progetti specifici per lo stadio, il ginnasio, la piscina, la copertura e altri edifici come le hall da riscaldare, e un ristorante.

GLI SPAZI DA COPRIRE

A) Lo stadio

Dal lato occidentale della piattaforma centrale, lo stadio non appare come una struttura indipendente, bensì come parte integrante del terreno, incassato in un avvallamento di questo. Lo sviluppo del progetto su di un solo livello, e la forma quasi circolare, offrono condizioni straordinariamente favorevoli al prodursi di esperienze collettive.
A causa del particolare effetto ottico prodotto, questo di Monaco sembra, al visitatore abituato ai grandi stadi, troppo piccolo per essere uno stadio olimpico. In realtà, solo 80.000 spettatori possono trovarvi posto, 47.000 a sedere e 33.000 in piedi (questi ultimi, nei settori nord e sud). La ragione della capacità relativamente bassa, è che l'architetto ha creduto meglio fare riferimento non alla quantità di persone prevedibile durante i giuochi olimpici, che durano solo 16 giorni, bensì a quella che utilizzerà lo stadio dopo il 1972. Lo stadio deve cioè rimanere conveniente – dal punto di vista della gestione – anche dopo i giuochi. Nel progetto, la distanza massima tra lo spettatore e l'atleta, è solo di 195 m.
Sotto la tribuna ovest dello stadio, formata da tre piani, sono stati ricavati gli spazi necessari per gli atleti, i funzionari dei giuochi, i 264 ospiti onorari, un ristorante, un centro stampa per 1910 giornalisti, sale di ritrovo, le installazioni tecniche, ecc.
Le tribune ovest consistono di una struttura portante, gettata in sito, sulla quale sono stati montati 1280 gradini prefabbricati. La parte est della tribuna (ricavata nel terreno), è stata completamente realizzata in cantiere.
L'utilizzazione prevista durante i giochi, è per gare su campo o su pista, incontri di calcio e gare ippiche.
Per quanto riguarda l'uso dopo le Olimpiadi, lo stadio sarà destinato agli incontri di calcio tra squadre di prima serie. Nel 1972, a Monaco si confida che non sarà più una sola la squadra cittadina in prima serie. Qualora la tribuna est dovesse essere coperta – dopo i giuochi – 48.000 dei 64.000 spettatori a sedere rimarrebbero al coperto.
La capacità prevista per la durata dei giuochi, potrà naturalmente essere ristabilita, provvedendo, con un breve anticipo, alla trasformazione di parte dello spazio riservato ai posti a sedere, in posti in piedi.
La copertura sopra la tribuna ovest rappresenta la parte maggiore della copertura totale: 34.550 mq sui 74.800 totali. La palestra misura 21.750 mq – circa un terzo – e la piscina, 11.900 mq. La parte restante – circa 6.600 mq, copre gli spazi intermedi tra le tre strutture principali.

B) La palestra

L'arena per l'atletica chiude la piattaforma centrale, sul lato nord. Come lo stadio, è realizzata in una depressione del terreno, e la tribuna è stata progettata su di un solo piano, utilizzato per molteplici scopi. Nel corso dei giuochi, si prevede di effettuarvi le finali di pallavolo e di ginnastica.
La forma della tribuna è stata definita dalla pista ciclistica. Durante i giuochi, la capienza è di 11.000 spettatori, 7.000 a sedere e 4.000 in piedi. Essa può essere portata a 14.000 spettatori (di cui diecimila a sedere), se si utilizza la parte centrale, come nel caso di incontri pugilistici. Vi sono poi 350 posti riservati ai giornalisti e agli invitati. Come nel caso dello stadio, il ginnasio contiene numerosi servizi accessori. La struttura portante delle gradinate, è in cemento armato gettato in loco, sulla quale sono stati montati degli elementi-gradino prefabbricati, di lunghezza variabile sino a 10 m. Le bocchette per la ventilazione sono praticate nell'alzata dei gradini, e le prese per i compressori sono sistemate all'estremità delle tribune.
Questo stadio coperto è il più grande esistente nei dintorni. La sua elevata capacità di pubblico e le installazioni tecniche di cui è prevista la realizzazione, ne fanno una struttura particolarmente indicata per molte attività sportive, e anche non sportive. Tutti gli sports al chiuso, come pallavolo e pallacanestro, la boxe, la lotta, l'equitazione, il ciclismo, come pure le gare su campo e su pista possono trovarvi posto. Si rendono così accessibili al pubblico di Monaco, quelle manifestazioni sportive di grande richiamo, come i tornei di tennis di prima categoria, e le gare ippiche che non lo erano per il passato. Dal momento che può essere trasformato facilmente in teatro, questo stadio può rappresentare anche un'occasione per lo sviluppo della vita culturale della città: risultando in effetti adatto anche perché vi si tengano spettacoli vari, conferenze, congressi, esposizioni e circhi.
La hall, che misura 45 × 90 mq, sarà anche riscaldata.

C) La piscina

Nel punto più vicino, il ginnasio e la piscina distano solo 8 m. La piscina è situata alla estremità est della piattaforma centrale. È stata concepita come una grande vasca-giardino al coperto, con un grande piano verde inclinato, e come centro per competizioni sportive d'alto livello. Dalla piattaforma centrale, sono visibili solo lo spazio per le competizioni, infossato, e le tribune provvisorie; tutti i servizi sono sistemati nel sottosuolo.
Dal punto di vista dell'utilizzazione per le olimpiadi, il secondo livello è il più importante.
Qui sono realizzati cinque bacini, per competizione ed allenamento; uno di 50 × 21 × 2,50 m per le gare; uno di 21,50 × 20 × 5 m per tuffi dal trampolino; uno di 50 × 21 m per allenamenti, uno di 16,75×8 m per istruzione al nuoto, e infine un bacino nel quale i nuotatori possono prepararsi per le gare, riscaldato alla temperatura di 26 e 27 °C. Un terzo della superficie inferiore del bacino da competizione e di quello per allenamenti, e l'intera superficie di quello per l'allenamento, sono di profondità regolabile.
Il fondo può essere sollevato sino a realizzare una profondità d'acqua di 35 o 90 cm, in modo che dopo i giuochi, inesperti e bambini potranno utilizzare la piscina. Un richiamo in più per i bagnanti estivi, sarà una spiaggia erbosa, di piccole dimensioni, ma di grande attrazione, data la posizione nel recinto olimpico.
La capacità è di 1.600 spettatori (permanente); 7.500 posti in più possono essere realizzati durante i giuochi, impiegando una tribuna provvisoria in elementi prefabbricati del tipo MERO.

D) La copertura provvisoria della tribuna per la piscina

Le tribune della piscina e la copertura relativa sono provvisorie, e destinate ad essere smontate dopo i giuochi olimpici. La copertura in resina poliestere polivinilica ondulata, verrà appesa solo in modo molto sommario con una rete di cavi, sostenuta da cavi aerei tesi tra un'antenna principale (il pilone della piscina) e delle antenne provvisorie esterne alle tribune, e collegate alla estremità della copertura permanente. Alcuni cavi supplementari, collegati da una rete molto grossolana, adagiata sul materiale di copertura, impedirà a quest'ultimo di sollevarsi per l'azione del vento.
Quando la copertura provvisoria e le tribune verranno eliminate, il lato orientale della hall verrà chiuso da una parete di vetro.

INDICAZIONI PER LE CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DELLA COPERTURA

A

L'idea architettonica fondamentale è la modellazione del terreno. La copertura ripara parte del paesaggio « modellato », dall'azione di perturbazione degli agenti atmosferici Gli elementi del paesaggio « costruito » essendo i più importanti, la copertura dovrebbe impedirne il meno possibile la visibilità.
Gli elementi della copertura, elencati in ordine d'importanza, sono:

1. la rete di cavi;
2. i cavi di bordo;
3. tiranti e cavi principali;
4. l'ancoraggio e le fondazioni di sostegno;
5. i piloni e le antenne;
6. la membrana di copertura;
7. gli elementi aggiunti, come i gocciolatoi, i tubi di gronda, i soffitti sospesi.

Ciascun elemento della copertura dovrebbe:
a) svolgere la sua funzione nel modo più semplice possibile;
b) adattarsi alla concezione architettonica generale sia per il tipo di materiale usato, – che deve essere leggero e trasparente – sia per la chiarezza funzionale e costruttiva (1, 2).

B

1. La membrana di copertura

Il materiale deve essere continuo e uniforme, perché uniforme ne è la funzione – la protezione dagli agenti atmosferici (3,4). Il massimo di leggerezza, sia materiale che ottica, è data da un materiale membranoso chiaro, trasparente – il paesaggio deve risultare protetto ma non nascosto.
Gli elementi di connessione (eventualmente dei giunti di collegamento alla rete di cavi interni alla membrana di copertura medesima) non dovrebbero compromettere la leggerezza e la trasparenza della membrana (5).
La struttura portante rimane visibile attraverso la membrana di protezione (6), ad eccezione che nel ginnasio e nella piscina in cui occorre realizzare non solo una protezione contro le intemperie, ma anche termi

:a e sonora; il che sarà ottenuto aggiungen-
lo altri elementi, come soffitti sospesi.

:

.. La rete a cavi

n generale, la rete ha maglie uguali, forma-
e da cavi della sezione minore possibile, e
utti uguali. Nei punti a maggior carico
lella rete, i cavi sono fissati più vicini gli
ni agli altri, (riducendo la dimensione delle
naglie, mediante l'uso di maglie della
tessa dimensione) (7). Gli elementi di con-
nessione (i morsetti per la rete, e quelli
er il cavo di bordo) devono essere il più
ossibile compatti, in modo da non dimi-
nuire l'effetto delicato della rete.

. Cavi di bordo

Realizzati con cavi normali, dimensionati se-
condo le sollecitazioni. Gli elementi di colle-
gamento (giunti, tenditori, ecc.), devono es-
ere il più compatti possibile (9).

. Piloni e antenne

Sui piloni sono fissati i tiranti e i cavi prin-
cipali, mentre le antenne sostengono i cavi
di bordo della rete.
Per i piloni, invece di utilizzare larghe se-
zioni con pareti sottili, adottare sezioni più
slanciate aumentando lo spessore delle pa-
reti, e rinforzandole (10). Le aste saranno
sagomate a seconda degli sforzi (sollecita-
zioni dall'alto e dal basso), rafforzate nel
mezzo per evitare ingobbamenti (11). Gli
elementi di collegamento possono rimanere
in vista (12). La testa e il piede devono es-
sere caratterizzati in modo da riflettere
il loro diverso ruolo, rispetto al corpo
dell'asta (13). La testa non costituisce la
estremità sagomata del pilone, ma un pezzo
a sé, sovrapposto; la corda del cavo tra la
testa e l'ancoraggio è a vista (14). Il sup-
porto del pilone è un elemento tra il corpo
dell'asta e la fondazione (15).
Per le antenne, sono state adottate sezioni
più snelle, con pareti più spesse. Essenzial-
mente più corte dei piloni, non v'è per esse
rischio di ingobbature, e quindi la sezione
può essere continua senza rinforzi nella zo-
na mediana (16). L'estremità superiore so-
terrà i cavi terminali continui, e avrà una
forma il più semplice possibile (17). L'attac-
co al suolo, avendo la stessa funzione di
quello del pilone, sarà dello stesso tipo.

. Tiranti e cavi principali

I tiranti fissano i cavi dei bordi interni sulla
rete, alle estremità delle antenne. La fun-
zione dei cavi principali è quella di colle-
gare stabilizzandole, le antenne e i cavi di
bordo, alle fondazioni. Le sezioni dei cavi
sono le più ridotte possibile (un fascio di
cavi sottili può sostituire un cavo di grossa
sezione all'occorrenza) (18). I terminali dei
cavi, sono a vista (19).

. Fondazioni dei piloni delle antenne
degli ancoraggi

La funzione degli ancoraggi, è quella di sta-
bilizzare i cavi principali. La forma deve
essere la più compatta possibile, e le estre-
mità dei cavi e gli attacchi devono risultare
in vista, perché si possa leggere il giuoco
strutturale (20). La funzione delle fondazio-
ni « portanti » è di sostenere i piloni e le an-
tenne, che vi debbono poggiare in modo vi-
sibile. L'inclinazione dell'asta va registra-
ta sul profilo del paesaggio, e per proteg-
gere il supporto dalle intemperie il piano di
fondazione deve essere rialzato rispetto al
terreno (21).

H

7. Gli elementi aggiunti

Le gronde

Nelle zone basse, l'acqua può spiovere sen-
za gronda (22). Il problema della canalizza-
zione, si presenta per le zone più estese
della copertura: le grondaie ordinarie non
vanno bene, perché le sezioni sono eccessi-
ve; possono allora essere aggiunti dei ca-
nali di gronda disposti a gradoni, a seconda
della direzione di impatto dell'acqua.
Esiste il pericolo di slittamenti di masse di
neve e di ghiaccio, sulla copertura (23). Ciò
può essere evitato con l'uso di profili in ri-
lievo sulla copertura, aventi la funzione di
convogliare e di regolare lo scorrimento del-
l'acqua (24). Questi profili possono essere
realizzati nello stesso materiale della mem-
brana protettiva, e in essa incorporati.

Tubi di gronda

Dalle aree più basse della copertura, l'ac-
qua può essere smaltita liberamente, dispo-
nendo dei doccioni, in modo però da lasciare
visibile il dettaglio costruttivo di fissaggio
del cavo. Nei casi di punti dove lo smalti-
mento a terra deve, per la massa d'acqua in-
teressata, avvenire attraverso tubi di gronda,
questi devono essere tenuti separati dalla
struttura e, se possibile, realizzati in mate-
riale trasparente (26).

Controsoffitti appesi

Il relazione alle particolari esigenze funzio-
nali nella palestra e della piscina – isola-
mento dal calore e sonoro; schermatura del-
la luce solare – vanno realizzati dei con-
trosoffitti separati, appesi alla rete di cavi.
Questi controsoffitti devono formare, con le
pareti verticali, un unico inviluppo spazia-
le (27); devono essere leggeri, se necessario
traslucidi, ed avere la stessa forma della rete
di cavi che li sovrasta.

LE CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA A RETE DI CAVI PRETESA

A

Il supporto della copertura a membrana in
materiale acrilico che venne adottata a
Monaco è una struttura a rete di cavi, pre-
tesa. Questo tipo di struttura (il cui svilup-
po data solo dagli inizi degli anni '50), vie-
ne ritenuta adatta per l'impiego in casi di
coperture a grandi luci (come l'SFB '64 a
Stoccarda), quando si voglia ridurre al mi-
nimo il materiale utilizzato fuori terra.
Secondo Frei Otto, cui si deve la maggior
parte delle teorie relative a questo tipo di
struttura, la condizione per raggiungere ri-
sultati soddisfacenti, è che, progettando la
struttura portante nei casi – soprattutto –
di forti luci libere verticali, gli elementi
strutturali impiegati risultino sollecitati alla
sola tensione. (Questo orientamento, pura-
mente teorico, che vuol tenere distinti gli
sforzi di tensione da quelli di pressione, ten-
de ad escludere sistemi strutturali misti, sal-
vo affrontare il problema degli sforzi di
flessione). Da un lato, gli elementi sollecitati
a pressione, devono essere aumentati di spes-
sore al crescere della lunghezza (oppure,
non devono essere troppo caricati), per evi-
tare degli ingobbamenti: e di conseguenza,
vengono realizzati con materiale meno resi-
stente. Gli elementi che lavorano in tensio-
ne, invece, possono essere sottili e lunghi
quanto si vuole, e la resistenza del mate-
riale accresciuta sino ai limiti del tecnica-
mente possibile, è completamente sfruttata.
Inoltre, dal momento che i fili d'acciaio ven-
gono prodotti con una capacità di resistenza
quattro volte maggiore di una sezione piena,
i cavi di fili d'acciaio risultano particolar-
mente adatti per realizzare elementi struttu-
rali sollecitati a tensione.

B

Fra le strutture tensili, possiamo distinguere
– molto in generale – tre tipi, con impli-
cazioni formali molto vincolanti:
1. strutture a guscio, sospese;
2. strutture semplicemente appese;
3. strutture a rete di cavi, pre-tesa.

1. Le strutture a guscio, sospese

La differenza fondamentale tra i gusci so-
spesi e quelli normali, sta semplicemente
nel fatto che i carichi sono prevalentemente
sospesi, invece che appoggiati. Ma i vantaggi
presentati dalla struttura a guscio, perman-
gono identici, e sono legati alla distribu-
zione superficiale delle forze sotto forma di
tensioni, ottenuta realizzando gusci adegua-
tamente rigidi. La ricerca del grado di rigi-
dità ottimale, deve soprattutto tener conto
dell'azione dei carichi dovuti alla neve e
al vento – che possono introdurre sollecita-
zioni di pressione, in luogo di quelle di
tensione – e all'azione aspirante del vento, in
particolare, che invece tende a trasformare
le sollecitazioni, da pressioni a tensioni. Le
proposte di gusci in legno di Julius Netterer,
sono un esempio di coperture a guscio so-
spese: che possono essere tuttavia realizzate
in cemento o in strutture reticolari ad un
solo strato, in elementi di acciaio o alluminio.

2. Strutture semplicemente appese

A differenza del tipo precedente, in una
struttura semplicemente sospesa, ogni tipo
di carico deve essere sopportato da elementi
che lavorano in tensione, sia disposti paral-
lelamente alla luce da coprire, sia connessi
a forma di rete. In quest'ultimo caso, gli ele-
menti perpendicolari alla direzione di cur-
vatura della copertura – se questa è curva
in una sola direzione, cioè linearmente –
non sono curvi, e non sopportano quasi ca-
rico (ad eccezione della rete a struttura sin-
clastica).
Il passaggio dalla struttura a guscio sospe-
sa, a quella semplicemente appesa, avviene
attraverso una forte riduzione della rigi-
dità: il che può comportare notevoli proble-
mi in condizioni di forti variazioni del ca-
rico dovuto al vento. Un accorgimento
per ovviare a questo inconveniente, consiste
nel fissare i cavi su travi rigide, perpendi-
colari ai cavi stessi, al fine di stabilizzare
il sistema e distribuire i carichi asimmetrici
su di una superficie più estesa, limitando
così le oscillazioni della copertura. (Queste
strutture non sono molto complicate da cal-
colare). Ma nel caso di Monaco, i sovrac-
carichi per neve e vento, debbono conside-
rarsi intorno ai 150 kg/mq: ora, nel caso
della struttura a guscio sospesa, il peso pro-
prio della copertura si aggira sui 150-200
kg/mq se in cemento, e 50-80 kg/mq se il
guscio è in legno; mentre una copertura
semplicemente appesa, ha un carico proprio
di soli 15-20 kg/mq (occorre in questo caso
tener conto nel calcolo, dell'ancoraggio).
La ridotta capacità di resistenza alla defor-
mazione ha parecchie cause. In primo luogo,
la sezione ridotta della struttura portante, il
che aumenta la deformazione del cavo. In
secondo luogo, lo scarso peso proprio della
struttura, che nel caso di notevole sovrac-
carico dovuto alla neve e all'azione del ven-
to, rappresenta uno svantaggio: infatti, di-
venta troppo forte il divario tra la situazio-
ne di semplice carico – dovuto al peso pro-
prio, in assenza di azioni esterne – e quella
in cui al carico si aggiungono, in misura

variabile, i sovraccarichi dovuti alla neve e al vento, (al crescere del peso proprio, le sollecitazioni esterne influenzano meno il comportamento statico della copertura). Espresso in percentuale del carico totale, il sovraccarico dovuto ad azioni esterne rappresenta, nel caso della struttura a guscio sospesa in cemento, il 45 % del totale; nel caso del legno, 70 %; addirittura il 90 % nel caso di copertura semplicemente appesa. La terza e maggior causa della ridotta capacità di resistenza alla deformazione, è la perdita della rigidità garantita dal guscio. Nel caso di strutture semplicemente sospese, i cavi assumono una curvatura naturale, e risultante dall'azione dei carichi applicati, in assenza di ogni rigidità alla flessione (specialmente nel caso di reti a cavi pre-tesi, la soluzione d'obbligo è quella della rete ordita in due direzioni, in cui sono consentiti i movimenti di assestamento sotto carico, la struttura raggiunge da sola la configurazione corrispondente alla situazione di sforzo minimo).

Quando però non si desideri questo tipo di assestamento naturale della struttura sotto carico, occorre stabilizzare il sistema. Un modo molto ingegnoso è quello escogitato dall'ingegnere svedese David Jawerth, di Stoccolma (brevettato): esso consiste in un sistema bidimensionale, costituito cioè da un cavo appeso (curvatura in basso) e da un cavo teso (curvatura verso l'alto). Il sistema risulta molto rigido, e può essere ampliato nelle due direzioni, oppure radialmente, ed è molto economico. Tuttavia, esso consente una libertà formale molto ridotta.

3. Strutture a rete di cavi pretese

Questo tipo di struttura costituisce una risposta interessante al problema della sensibilità alle deformazioni, delle strutture tensili. La stabilità viene in questo caso ottenuta non in base al peso, bensì alle sollecitazioni (attraverso la pre-tensione). Vengono pre-tesi i cavi diretti verso il basso.

La superficie che risulta dall'intersezione dei cavi, presenta in ogni punto una *curvatura anticlastica*: guardando il modello di una struttura a rete che serve per le prove di laboratorio, ad esempio, se si seguono i cavi che partono dal basso, la curvatura è convessa, se invece si considerano i cavi, perpendicolari ai primi, che partono dall'alto, la curvatura è concava.

Questa di presentare una superficie contemporaneamente concava e convessa, costituiscie la proprietà caratteristica delle strutture tensili pre-tese. In ogni punto di intersezione, tra le quattro forze individuabili non sullo stesso piano, dovrebbe realizzarsi una situazione di equilibrio.

Le *caratteristiche di carico* possono essere descritte nel modo seguente. Consideriamo una regione spaziale curva, a confini inizialmente rigidi. Congiungiamo i punti del perimetro con cavi paralleli, appesi: sotto l'azione del peso proprio, i cavi tendono ad assumere la forma di una catenaria. La stabilizzazione si ottiene aggiungendo al sistema dei cavi che partono dal basso, perpendicolari ai cavi appesi. Pre-tendendo il fascio di cavi che partono dal basso, si ottiene l'effetto di applicare ai cavi appesi, delle forze verso il basso, impedendo così a questi di flettersi verso l'alto; pre-tendendo a questo punto i cavi appesi questi eserciteranno sugli altri una sollecitazione verso l'alto, impedendo così delle flessioni verso il basso. Per assicurare ai punti di intersezione della rete una certa capacità di resistenza – per impedire quindi lo slittamento dei cavi l'uno sull'altro – i cavi stessi sono collegati da morsetti a pressione, imbullonati, tali da ammettere solo sollecitazioni a torsione. Dopo che è stata pre-tesa, la rete può essere caricata dall'esterno; e a questo punto i contorni inizialmente ipotizzati rigidi, possono essere pensati come realizzati da cavi terminali, in tensione.

Le maglie della rete per Monaco, misurano $0{,}75 \times 0{,}75$ m; ogni cavo è composto da due cavi in acciaio, ciascuno della sezione di 161 mmq. In ogni cavo, la tensione introdotta è di circa 4000 kg. Con una rigidità (che si ottiene come prodotto del modulo di elasticità di Young, e della sezione) di 2,740, questo significa che un cavo lungo 50 m (secondo la legge di Hooke) si alunga di 7 cm quando la pre-tensione viene aumentata da 0 sino al valore voluto. D'altra parte, ciò vuol anche dire che un errore di 1 cm, in uno dei cavi appesi dello stadio (la lunghezza totale equivale a 16 maglie modulari della lunghezza di 3 m l'uno, in totale 48 m più due metri di collegamento, vicino al cavo di bordo, cioè 50 m complessivi) introduce un'alterazione della pretensione di circa 0,6 Mp, pari al 15 % del valore richiesto. La precisione della pre-tensione, entro un margine del 15 %, è determinante nei confronti delle caratteristiche portanti della rete (una pre-tensione minore, potrebbe, ad esempio, a seguito della deformazione del carico di neve, dare luogo ad una completa perdita di pretensione dei tiranti, che, una volta allentati, non sarebbero più nelle condizioni di svolgere una funzione portante o stabilizzante); i cavi debbono pertanto essere fabbricati con una tolleranza, per quanto riguarda la lunghezza, molto ridotta. Nei cavi terminali, le tensioni variano da 50 a 150 Mp.

Il tipo di rete più largamente impiegato, è a maglie regolari, benché anche altri tipi siano realizzabili, in relazione alla forma di copertura desiderata. Le concezioni di Frei Otto sono basate il più possibile su elementi a tensione, mentre gli elementi strutturali a pressione sono progettati nel modo più compatto possibile. Di conseguenza, i suoi elementi costruttivi sono i cavi e le antenne. La tensione superficiale della rete è assorbita da un cavo terminale, di sezione maggiore di quelli che formano la rete, ed un altro cavo che trasmette la sollecitazione alla cima dell'antenna; da qui i cavi principali la scaricano sugli ancoraggi.

La rete in cavi pre-tesa, malgrado non pesi pressoché nulla, può sopportare carichi anche molto pesanti, distribuendoli come si vuole, a prezzo di deformazioni minime. A differenza delle strutture semplicemente appese, le strutture a rete di cavi, pre-tese, devono la loro stabilità al fatto che le forze agenti su entrambi i fasci di cavi, sono in equilibrio, anche non caricate, in stato di tensione. La pre-tensione da sola, assorbe spesso la metà della tensione consentita dai cavi.

Di conseguenza, il confronto delle coperture a rete di cavi, pre-tesa, con quelle semplicemente appese, rivela una convenienza economica solo di poco superiore. Va detto che le strutture a rete in generale sono più economiche di quelle a elementi rigidi, come i gusci. L'economicità delle strutture a rete, dipende in gran misura dall'altezza dell'edificio da realizzare ovvero dalla curvatura che si può assegnare alla superficie della rete (a maggiori curvature, corrispondono sforzi minori: di qui l'opportunità di realizzare delle curvature il più accentuate possibile). Il fattore decisivo, tuttavia, quanto all'economicità della struttura, è la capacità di quest'ultima di scaricare in modo vantaggioso gli sforzi al suolo. Nella maggior parte dei casi, la combinazione della struttura a rete con le relative fondazioni di ancoraggio, a formare un sistema chiuso di forze, rappresenta il problema più preoccupante: nel caso di Monaco, metà della costruzione è sotto terra.

Quando però si consideri l'enorme varietà di forme, stimolante per la creatività del progettista, permessa dalle strutture a rete, queste ultime vincono il confronto con qualsiasi altro tipo di struttura.

In relazione alla dimensione e al tipo di distribuzione degli sforzi nei cavi che costituiscono la rete, si possono ottenere tutte le configurazioni possibili, solo rispettando le leggi naturali cui sono sottoposte queste strutture. La libertà progettuale maggiore, si ha quando si utilizzino antenne e piloni – ad appoggio puntiforme – mentre una libertà di poco inferiore corrisponde all'uso di archi – che offrono il vantaggio di stabilizzare direttamente la rete: gli archi sono cioè delle strutture a supporto lineare, e vincolanti, per quanto riguarda la libertà progettuale nella direzione perpendicolare a quella definita da questa linea.

Le caratteristiche geometriche della copertura e lo stato di tensione prodotto nella medesima, dipendono l'uno dalle altre in modo che non ha riscontro in nessun tipo di struttura (ad eccezione delle altre strutture a membrana). Questa è la causa delle difficoltà di trovare una forma ottima in corrispondenza ad una data situazione di pre-tensione, e le deformazioni introdotte dalle diverse condizioni di carico esterno.

La capacità di adattare la forma della copertura all'andamento del terreno e alle caratteristiche delle costruzioni da coprire rappresenta sicuramente, dal punto di vista formale, l'attrattiva maggiore di questo tipo di struttura, dal punto di vista della progettazione architettonica.

FREI OTTO E IL LAVORO SUL MODELLO

È all'Istituto per le strutture Leggere (IL), del quale è direttore il prof. Frei Otto, che sono stati messi a punto i modelli sia del padiglione tedesco a Montreal, sia della copertura a tenda per Monaco, anche se per quest'ultima collaborarono lo studio Behnisch e quello Leonhardt e Andrä. L'esperienza acquisita con il lavoro di Montreal, diede a IL un buon vantaggio rispetto a chiunque altro, nel campo delle strutture a rete. Il metodo seguito da IL, è illustrato nel diagramma riportato in basso, che indica la sequenza delle operazioni effettuate: tale diagramma, è stato costruito dall'autore di questo articolo, che fa parte del Kennis Kapsule Project (un gruppo di studenti di architettura di Delft, in Olanda). Possiamo distinguere grosso modo cinque fasi: le prove con le membrane di acqua saponata (1 + 2), con il tulle (3 + 4 + 5 + 6) con il fil di ferro (da 7 a 13); le prove nella manica a vento (14 + 15); la determinazione della trama della rete e la definizione dei suoi contorni (16 + 17). I numeri entro parentesi si riferiscono alle parti corrispondenti del diagramma. L'analisi è stata condotta sulla base del procedimento seguito nel caso di Montreal.

1. La tecnica dei modelli a membrana d'acqua saponata

Generalmente, questa tecnica è usata nel caso di superfici semplici. Il principio su

uale tale tecnica è basata, è quello che una nembrana di acqua saponata formata sul upporto di un perimetro spaziale chiuso, ostituisce una superficie caratterizzata in gni suo punto da una tensione uniforme: appresenta pertanto il punto di partenza er la determinazione di una membrana o ete a superficie con tensione uniforme e mpiego minimo di materiale. Ma a causa ell'assenza di carichi esterni, la ricerca risulta falsata, e, inoltre, si ottengono superci piatte, in numero sempre maggiore di uanto non sia possibile realizzarne.

'er quanto riguarda il caso di Monaco, Frei)tto ha costruito modelli solo di alcune arti della copertura dello stadio. Nessuna i esse, quali risultano realizzate, ha la forna di una superficie a minima tensione. Un econdo tipo di difficoltà, nell'uso di questa ecnica , è l'esatta determinazione delle curature, ridotte e poco sensibili, delle superci ottenute sul modello. Anche disponendo i metodi fotogrammetrici rapidi e altanente sofisticati, come quelli geodesici nessi a punto da W. Faig, sorgono delle difcoltà per la rapidità con la quale le membrane sul modello, scoppiano. Nel caso di Montreal (e anche a Delft), si usa una soluione saponosa particolarmente soddisfacente: di dibromostearato e glicerina, oppure i carbonato idrato di sodio e gelatina, in cqua: membrane così confezionate, durano ino a dieci minuti, con l'inconveniente, pe), di presentare un peso proprio maggiore. n generale, questi esperimenti riescono molo difficoltosi, ma con una buona dose di azienza, si possono ottenere risultati soddisfacenti.

. Modelli in tulle

)opo le esperienze su modelli con acqua aponata, si opera a scala maggiore – 1:200 con modelli realizzati con una rete di oliestere (tulle). In questo modo, sono ati determinati numero e posizioni delle ntenne; tipo e posizione dei punti di sopensione; la forma delle facce della rete i copertura (non solo dello stadio ma anche elle altre tre parti: piscina, ginnasio e della osiddetta parte intermedia – che ha solo unzioni architettoniche, di connessione delo stadio e del ginnasio, e di unione della iattaforma centrale con la parte nord del Oberwiesenfeld).

a costruzione dei modelli in tulle, è piutosto laboriosa, ma dal momento che è presoché impossibile disegnare superfici curve on le tecniche convenzionali, essa costiisce uno strumento di rappresentazione, no a questo momento, piuttosto soddisfaente. Il tessuto poliestere è poco costoso, acile da adattare, da tagliare, da incollare, a segare, ecc. come la rete di cui rappreenta il modello, il tulle è realizzato in pezzi uadrati, trasformabili in rombi: una superficie piana può essere trasformata in urva. Il modello in tulle, viene usato per nalizzare i requisiti strutturali e funzionali ella copertura. Serve infatti per determiare le altezze interne più soddisfacenti, e er evitare che la copertura presenti zone iatte orizzontali, che creerebbero problemi ello smaltimento delle acque piovane e ella neve. Serve inoltre per studiare la urvatura non solo dei cavi terminali, ma nche delle stesse superfici, oltreche la posibilità di ripetere – anche simmetricamente riquadri della stessa dimensione, per failitare la prefabbricazione degli elementi.

l modello in tulle messo a punto per ultio, serve agli ingegneri per un primo calcolo di massima, e per costruire il modello per le misurazioni al laboratorio e per le prove nella manica a vento.

(Con ogni probabilità, i modelli in filo di ferro, verranno usati sempre meno, a causa della loro inaccuratezza e della laboriosità di realizzazione. Negli ultimi due anni, sono stati sviluppati dei programmi di calcolo che possono servire alla progettazione meglio dei modelli di filo di ferro. Invece, per quanto riguarda i modelli in tulle, il loro uso rimarrà nei casi di strutture molto complesse: essi serviranno, se realizzati con molta cura e precisione, come punto di partenza per la determinazione dei dati da fornire al calcolatore elettronico).

3. Modelli a molle metalliche

All'inizio della fase di progettazione della copertura per Monaco, l'esperienza in fatto di calcolo per l'elaboratore delle strutture a rete come figure di equilibrio, era ancora carente. Pertanto, la sequenza delle operazioni progettuali, è rimasta quella seguita per Montreal: dai modelli in tulle in scala 1:200, ai modelli a molle di acciaio, in scala 1:125. Fu deciso agli inizi del '69, che i modelli metallici che il laboratorio doveva costruire, dovessero essere realizzati in due modi differenti: il primo, per scopi di misurazione, il secondo, per determinare la trama della rete.

In relazione a quest'ultimo obiettivo, si dovevano stabilire le lunghezze di ciascun cavo, e lo sviluppo in orizzontale delle zone periferiche alla scala 1:10 o 1:20. Dal momento che solo un cavo su quattro della rete al reale era stato realizzato nel modello, la trama della rete effettiva, è stata ottenuta per interpolazione, a partire da quella del modello. Questa, in proiezione, doveva contenere tutti i dati ottenuti dal modello. La rappresentazione in proiezione della trama, doveva anche contenere l'indicazione delle coordinate dei diversi punti di attacco della rete ai sostegni – determinate fotogrammetricamente – trasformate in modo da essere riportati sul terreno in vista dell'effettiva realizzazione.

Per quanto riguarda la realizzazione del modello per le misurazioni, la determinazione empirica e sperimentale di tutti i dati necessari al calcolo e alla progettazione (cioè delle forze attive, della geometria, e delle deformazioni caratteristiche della struttura), si basa sul presupposto fondamentale che il modello e la struttura reale siano simili, per caratteristiche geometriche, e comportamento elastico e statico: solo così, infatti, è possibile trasferire i valori misurati sul modello, alla struttura reale.

La condizione che la geometria sia simile, significa che il rapporto di ogni dimensione corrispondente, nel modello e al reale, è costante; quella circa la similarità di comportamento elastico e statico, implica che i materiali utilizzati nel modello e nella struttura reale, vengano caricati all'interno dell'intervallo di valori, in corrispondenza del quale è applicabile la legge di Hooke, e che le loro curve di tensione elastica non presentino fenomeni di isteresi. Questo comporta una similitudine geometrica tra le due deformazioni sotto carico.

Le condizioni di costruzione del modello sono:

1. Lo sviluppo in piano delle superfici anticlastiche del modello di tulle, per poter misurare la lunghezza di ciascun filo;
2. La coordinazione geometrica interessante i punti superiori ed inferiori delle antenne, i punti di pre-tensione, ecc. – che gli ingegneri e gli architetti determinano sul modello in tulle (nella misura del necessario, per realizzare la struttura di acciaio);
3. l'analisi pre-statica degli ingegneri, che fornisce le dimensioni globali dei differenti tipi di filo;

4. La dimensione del telaio per le misurazioni

La realizzazione del modello, viene effettuata in cinque fasi:

1. la predisposizione del telaio rigido in acciaio ad elementi saldati (in quanto deve assorbire i momenti flettenti), sul quale vengono fissati i punti di attacco delle antenne e i dispositivi per la messa in tensione delle antenne e della rete;
2. La realizzazione delle antenne (corpo, e terminali superiore ed inferiore), e loro fissazione al telaio di acciaio, in parte con cavi di pre-tensione, analogamente che nella realtà, e in parte in modo provvisorio;
3. la costruzione della rete, che inizia saldando fili sottili in rame, ad intervalli di 24 mm (il che, alla scala 1:125 significa 3 m al reale; ogni filo del modello rappresenta quattro doppi cavi, nella realtà), ad una molla di acciaio, la quale viene sottoposta ad un predeterminato stato di tensione (dedotto dai calcoli provvisori e con i medesimi valori di pre-tensione che nel modello). Nel telaio, le molle in acciaio, sono collegate insieme da fili di rame (analogamente ai ferri di un'armatura, per un getto di calcestruzzo), formando una rete a maglie quadrate. I punti di intersezione sono saldati con molta cura, in modo da assicurare in essi la presenza di sollecitazioni a torsione;
4. la preparazione di tutti i cavi terminali e dei tiranti, che vengono tagliati sulle lunghezze del modello, saldati alla rete, e messi in tensione;
5. la confezione dei pezzi di rete prefabbricati, a trama grosso modo uguale al reale, che vengono inseriti nella struttura predisposta come dai punti precedenti.

Se fosse possibile misurare esattamente la lunghezza dei singoli cavi a partire dallo sviluppo delle superfici del modello in tulle, e se il tessuto plastico e la rete metallica possedessero le medesime proprietà elastiche, dopo il passaggio per la misurazione, quest'ultimo risulterebbe, alla fine della quinta fase, già in tensione. Invece, il modello richiede una lunga, accurata operazione di registrazione dello stato di tensione complessivo, così come viene descritto nel diagramma riportato sotto. Questa fase assorbe la maggior parte del tempo complessivamente previsto per la realizzazione del modello. I fili della rete, i cavi terminali, i tiranti e i cavi principali, vengono allentati uno per uno, più o meno pre-tesi, e infine fissati di nuovo fino a che viene realizzata in tutta la rete la distribuzione degli sforzi voluta.

Contemporaneamente, con un dispositivo meccanico di misurazione (una tavola metrica a tre dimensioni), vengono determinate e controllate le coordinate dei punti degli attacchi della rete ai sostegni e tiranti.

5. Gli estensigrafi

Per misurare in un numero sufficiente di punti e contemporaneamente, la tensione presente nei fili della rete, si sono impiegati due tipi di estensigrafi, basati sul medesimo principio: quelli più vecchi sono del tipo Steager, (studiati dall'IL per Montreal, nel '66/67) a graduazione con indice mobile; gli altri sono stati invece studiati appositа-

mente per Monaco – in quanto i primi erano stati giudicati troppo imprecisi –, data la scala delle analisi adottata in questo caso. Sul filo vengono applicati morsetti in tre punti. Il punto centrale, fornisce un determinato valore della flessione (esso viene sollecitato in senso contrario agli altri due) e viene connesso all'estensigrafo. Applicando un'azione di tensione al filo, la molla dell'estensigrafo si deforma proporzionalmente alla nuova forza introdotta, e la deformazione così ottenuta viene trasmessa all'indice, che segna un certo valore: attraverso l'uso di apposite tavole, da quest'ultimo si risale allo sforzo di tensione, misurato in Mp.
Le graduazioni e i quadranti degli estensigrafi del nuovo tipo sono stati studiati in modo da poter essere facilmente letti e fotografati, malgrado la miniaturizzazione degli apparecchi. La lettura avviene, come nel caso di un orologio, su di un quadrante suddiviso in parti di cinque minuti ciascuna; due blocchetti fissati alla sinistra dell'indice mobile, permettono di apprezzare i minuti, all'interno di ogni parte, e i valori letti possono essere interpolati sino a un decimo dell'intervallo corrispondente ad un minuto. La approssimazione della misurazione ripetuta, ricavata dalla curva di taratura, è dell'1,35 %, mentre coll'estensigrafo tipo Staeger, era solo del 10 % circa. Gli estensigrafi sono molto piccoli, e possono essere maneggiati solo con un paio di speciali tenaglie telescopiche.
Con le prove di carico, è possibile simulare situazioni di carico simmetrico, asimmetrico e perfino antisimmetrico o arbitrario, dovuto a neve e vento. Il carico della superficie avviene attraverso l'applicazione di pesi di valore noto, alle intersezioni. Ogni peso pendente dalla rete, nei punti d'intersezione, nel modello, rappresenta il peso proprio o il peso proprio più il sovraccarico dovuto alla neve o al vento, corrispondenti ad una superficie di 9 mq nella struttura reale.
Il procedimento di carico della struttura può essere descritto nel modo seguente:
al di sotto del modello per la misurazione, è disposto un piano, adagiato su di un meccanismo pneumatico di sollevamento. I pesi appoggiano su questo piano, e sono collegati con delle catenelle ai punti di intersezione dei fili della rete, nei quali si suppone applicato il carico simulato dai pesi medesimi. Quando questi ultimi appoggiano sul piano – cioè non penzolano dalle catenelle e non sono quindi sostenuti dalla rete – possiamo definire la rete « scarica » (se si esclude il peso delle catenelle, che deve rappresentare solo il peso proprio della rete reale). Sgonfiando il meccanismo pneumatico, il piano si abbassa, e rapidamente ogni peso, non più sostenuto, tende la catenella e quindi viene sopportato dai punti di intersezione della rete, che risulta così caricata.
In questo caso, il modello per la misurazione si deforma, e cambia la distribuzione delle forze nella rete. Questi due fatti vengono registrati fotograficamente, in modo da misurare sia le forze – a mezzo degli estensigrafi – sia gli abbassamenti – a mezzo di speciali asticciole segnate per misurare le variazioni di altezza – sia le deformazioni angolari – attraverso dei goniometri –. Gli estensigrafi sono applicati alla rete e ai cavi principali, e le operazioni di misurazione con gli estensigrafi a molle, sono state effettuate dall'Istituto per la statica dei modelli, di Stoccarda. Utilizzando delle tavole di corrispondenza è possibile farsi un'idea abbastanza esatta della capacità di sopportare carichi, della struttura reale. Le fotografie scattate nel corso delle prove, sono per lo più a doppia esposizione, una volta a struttura scarica e una a struttura caricata. Per ottenere una rappresentazione esatta delle diverse situazioni e per eliminare l'influenza di scorrimenti e altri fattori di perturbazione, le fotografie hanno dovuto essere scattate tutte in pochi minuti, per cui durante le prove finali di carico sui modelli metrici effettuate all'IL nell'aprile-maggio 1970, furono impiegate ben una ventina di macchine fotografiche Linhoff.

L'APPLICAZIONE DI TECNICHE GEODETICHE (IFG)

A

Il lavoro che l'Istituto di Geodesia (IFG), prof. Klaus Linkwitz, ha condotto per la copertura delle attrezzature olimpioniche di Monaco, ha origine dalla collaborazione con Frei Otto che risale al tempo in cui fu realizzato il padiglione tedesco per l'Expo '67 a Montreal. A quel tempo lo stato di avanzamento della ricerca era il seguente: era stato realizzato un modello a scala 1:75, che presentava proprietà geometriche ed elastiche simili a quelle della copertura stessa. Questo modello era stato costruito dall'Istituto di Strutture Leggere di Frei Otto, e tutte le misurazioni necessarie erano state rilevate con un coordinatografo meccanico tridimensionale. Il rilevamento nel suo complesso consisteva in:
1. una planimetria dei contorni della copertura nel suo complesso;
2. una serie di fotografie dell'area periferica eseguite con una macchina fotografica da dilettante.
Dopo aver messo a punto la dimensione corretta e aver sistematizzato le fotografie, fu determinato lo sviluppo dei cavi di bordo e con ciò la stessa trama.
La collaborazione con Frei Otto era stata casuale. Nel caso di Montreal le prime sperimentazioni erano state fatte prima che l'effettivo lavoro fosse completato dal disegno dei contorni e dalle sezioni trasversali, e tale lavoro è compreso nella discussione di W. Faig sull'elaborazione fotogrammetrica delle membrane saponose.
Dal 1967 al 1969 furono condotti ulteriori esperimenti per migliorare le tecniche di misurazione, specialmente nell'applicazione della fotogrammetria a questo lavoro.

B

2. Tecniche di ricerca fotogrammetrica e geodetica e tecniche di misurazione

I primi modelli di strutture a maglia di cavi non venivano misurati con tecniche di fotogrammetria, ma piuttosto con una tabella di misurazione 3-D. I vantaggi dei risultati e degli esperimenti del metodo fotogrammetrico sono:
1. la misurazione fotogrammetrica rappresenta la situazione attuale effettiva del modello, e mostra conseguentemente la configurazione geometrica di un insieme di punti corrispondenti di intersezione. A causa della notevole pretensione nei modelli, le proporzioni geometriche cambiano nel tempo, il che incide sugli svantaggi della tabella di misurazione;
2. le fotografie costituiscono una documentazione oggettiva, che permette una ricostruzione della situazione del modello nel preciso momento in cui esse sono state scattate; conseguentemente sono l'elemento decisivo per l'individuazione delle competenze e delle responsabilità;
3. a causa della possibilità di scelta della scala delle foto, è possibile misurare il modello nel suo complesso o soltanto una sua parte. La tavola convenzionale di misurazione 3-D era, ad esempio, troppo limitata per individuare tutti gli stadi del modello e per misurarlo;
4. il fuoco e la precisione di misurazione nel processo di sviluppo è pressocché lo stesso dell'adattamento meccanico del filo a piombo. Spesso punti difficilmente accessibili non possono essere misurati con sistemi meccanici, mentre il modello può essere pienamente ripreso fotogrammicamente;
5. la tavola 3-D è insostituibile in ogni caso durante la costruzione del modello, anche quando esso è costruito in accordo con dati geometrici fissi. La tavola 3-D offre anche dei vantaggi quando devono essere misurati soltanto punti singoli: infatti in questo caso non è necessario un lavoro di orientamento e di calcolo.

3. Modelli di misurazione

Per il progetto di Monaco i modelli di misurazione furono costruiti e sottoposti all'analisi soprattutto nel 1969. Essi furono fotografati con la Bicamera-Veroplast-Galileo e con un apparecchio costruito presso l'IFG stesso. Dopo aver preparato i pilastri (o aste) e un sistema di punti con costruzioni ausiliarie, le coordinate dei punti che non potevano essere determinate direttamente, come le fondamenta, venivano calcolate con l'aiuto di tali espedienti ausiliari. Il campo dei punti di passaggio indipendenti dal modello era determinato con un preciso livellamento e intersezione con una approssimazione di ± 0,2 mm. Con il loro aiuto poteva essere controllato e collegato l'orientamento interno dell'apparecchio fotografico, e poteva essere realizzato un primo orientamento assoluto.
Dopo aver calibrato ogni fotografia, le fotografie dei modelli di misurazione venivano sviluppate in WILD A 8 e ZEISS C 8, ognuna dotata di un sistema automatico di registrazione. I risultati erano:
1. le coordinate di tutti i punti del sistema;
2. lo sviluppo dei singoli cavi periferici di bordo sul piano;
3. planimetrie del contorno della copertura.

4. Prima analisi statica

Con questi dati e i risultati delle misurazioni di carico e di deformazione sui modelli, gli ingegneri elaborarono i primi calcoli statici, e determinarono le dimensioni, le imprese di costruzione determinarono le fondamenta, e le imprese incaricate della struttura in acciaio ordinarono le parti in acciaio per i punti del sistema. Seguendo queste considerazioni, l'Istituto di Frei Otto costruì modelli del tutto nuovi e molto esatti dal punto di vista geometrico.

5. I modelli della trama

Servendosi dei risultati trovati con i modelli di misurazione, poterono essere costruiti i modelli della trama. In accordo con la concezione progettuale, i modelli della trama dovevano essere ampliati di 125 volte e trasformati direttamente nei modelli reali. Conseguentemente, era necessario che questi modelli fossero il più esatti possibile soprattutto nelle loro dimensioni geometriche. Seguire questo concetto significava che tutti gli errori del modello ampliati di 125 volte sarebbero riapparsi dopo la realizzazione della costruzione. Durante l'elaborazione dei modelli si trovò che le limitate tolleranze del modello della trama non po

vano essere realizzate né dai costruttori i modelli, né dalle misurazioni.
e misurazioni dei modelli per la determinazione del modello della trama furono realizzate principalmente con il comparatore SK della ZEISS. All'inizio prevalse l'opinione che le misurazioni si dovessero limitare ai punti del sistema e alle aree periferiche. Dal momento che, tuttavia, le reti del modello non potevano essere costruite come reti a maglie uguali, il che costituisce la base per la determinazione proposta del modello, dovevano essere misurati tutti i punti di intersezione della rete. Le coordinate fotogrammicamente determinate dei punti di intersezione costituirono i valori approssimativi di partenza per il calcolo e l'individuazione della trama corretta.
Non ciò non fu più possibile conservare l'iniziale concezione di progetto di usare modelli reali di misurazione per la trama. Fu necessario elaborare dei metodi mediante i quali le misurazioni della trama potessero essere raffinate in modo tale che i dati così ottenuti potessero essere usati direttamente per la realizzazione.

Avanzamenti di natura matematico-geometrica

All'inizio, il perfezionamento dei dati era basato su criteri geometrici e di attendibilità che, dopo aver elaborato corrispondenti algoritmi per il calcolo, venivano risolti sulla base delle grandi possibilità offerte dai computers elettronici. Queste correzioni di natura geometrico-matematica consistevano in:
- le coordinate rilevate dei punti di intersezione della parte interna delle reti non erano rigorosamente a maglie uguali ed erano rese uguali da un programma denominato « Aequidistant » (per l'area interna);
- i cavi periferici di margine risultanti dalle misurazioni non erano esattamente arcionici; il programma « adattamento dei cavi di margine » consisteva nello spianare i cavi di margine agli angoli compresi fra punti adiacenti del sistema, la curvatura dei cavi di margine doveva essere concava ad ogni punto e non si dovevano verificare salti (dislivelli);
- nei modelli un cavo su quattro era effettivamente realizzato. I modelli rappresentavano maglie di 3 metri. Questa rete a maglie di tre metri veniva ridotta ad una maglia di 75 cm mediante un'interpolazione tridimensionale geometrica, dopo la quale diventava possibile la proiezione ortogonale dei cavi di margine in piani di adattamento. I piani di proiezione di ogni cavo di margine consistevano talvolta di 8 e perfino 10 piani differenti che vengono disegnati automaticamente da un apparecchio Kingmatic nella scala 1:10 (in totale furono realizzati 3700 mq di piani di proiezione).

Calcoli matematico-statici

Già durante l'estate del 1969 l'IFG verificò che il perfezionamento geometrico-matematico dei modelli non sarebbe stato sufficiente, e inoltre che con questi metodi non sarebbe stato elaborato un modello corretto dal punto di vista teorico.
Infatti, con il metodo geometrico-matematico di determinazione della trama, nella quale i valori osservati erano perfezionati sulla base dell'attendibilità, non è possibile realizzare una rete esatta. Tale rete esatta può essere ottenuta soltanto con metodi di calcolo matematico-statici.
Ciò che era richiesto era un modello corretto da un punto di vista teorico. I singoli cavi metallici del modello sono pretesi tramite l'applicazione di forze di tensione. Ogni intersezione della rete interna presenta quattro cavi e conseguentemente quattro forze in 4 direzioni. Nell'area periferica sono interconnessi 3 cavi e conseguentemente sono applicate ad ogni intersezione 3 forze in 3 direzioni. Queste forze devono risultare in equilibrio. Dal momento che ci deve essere equilibrio fra le forze in ogni punto della rete, si deve concludere che la forma geometrica della rete nel suo complesso è un sistema in equilibrio, nel quale cioè sussiste equilibrio in ogni intersezione.
Tutte le misurazioni fatte sul modello, cioè le misurazioni delle coordinate di ogni intersezione e delle forze nei cavi prescelti, devono essere perfezionate in modo tale che il sistema, calcolato impiegando tali misurazioni, sia un sistema in equilibrio. Questo problema può essere risolto per mezzo di leggi elasto-meccaniche (teoria di secondo ordine) e della teoria di adattamento in accordo con il metodo dei quadrati minimi. La soluzione è fornita da un problema non lineare, che, dopo la differenziazione, comporta un gran numero di equazioni che devono essere risolte contemporaneamente. Il numero delle equazioni corrisponde al triplo del numero dei punti di intersezione, compresi nella rete che deve essere calcolata, poiché per ogni punto di intersezione devono essere formulate tre condizioni non lineari di equilibrio, con un sistema di n punti di intersezione, si ottengono $3n$ equazioni di condizione di equilibrio.
Alla fine del 1969 l'IFG iniziò a programmare la soluzione del problema per il computer CDC 6600 del centro di calcolo dell'università di Stoccarda. Le prime prove positive furono realizzate all'inizio del 1970, e durante l'estate e l'autunno del 1970 le nove sezioni dello stadio e successivamente tutte le sezioni della parte intermedia furono calcolate secondo i nuovi metodi che l'IFG aveva sviluppato. Come risultato del calcolo modificato con condizioni secondarie elasto-meccaniche, si ottengono le coordinate dello spazio, corrette da un punto di vista teorico, di tutti i punti di intersezione nella rete, che corrispondono ad un sistema in equilibrio e si ottengono anche tutte le forze presenti nella rete.

8. Determinazione della trama

La trama può essere sviluppata direttamente da questo sistema di punti, e anche lo sviluppo planimetrico della trama può essere elaborato direttamente. La figura geometrica determinata con calcoli statico-matematici, che è teoricamente esatta, consente, mediante l'applicazione di determinate caratteristiche, uno sviluppo nel piano per quanto riguarda i cavi di margine senza alcuna distorsione. Ciò porta ad un nuovo tipo di trama nel piano per la struttura intermedia, che presenta il cavo di margine in tutta la sua lunghezza con la rete adiacente disegnata da un apparecchio automatico in scala 1:10. Per risolvere il problema devono essere risolti sistemi di equazioni fino a 8000 incognite mediante l'applicazione del computer elettronico CDC 6600 (Fortran).
Per dimostrare i risultati di questi calcoli statico-matematici vengono pubblicate alcune di queste planimetrie e prospetti della struttura intermedia che presentano un particolare interesse formale.
Va sottolineato che sono stati usati anche calcoli matematico-statici, secondo un metodo differente da quello qui descritto, dall'ISD del prof. Argyris in collaborazione con gli ingegneri Leonhardt + Andra per calcolare la palestra.
I metodi di calcolo che raggiungono l'approssimazione richiesta durante l'elaborazione del modello che, nel caso di Montreal, era molto alta, dovettero essere sviluppati per la coperture di Monaco durante la fase di progettazione effettiva degli edifici. Ciò significò per il gruppo di ingegneri uno sforzo notevole dal momento che i limiti di tempo del progetto di Monaco erano estremamente ristretti.

9. Sintesi

Per sintetizzare l'elaborazione ed il lavoro dell'Istituto di Geodesia, citiamo Klaus Linkwitz:
« A mio avviso, nel nostro lavoro sono significativi quattro punti. Essi sono:
1. la ricerca e la misurazione fotogrammetrico-geodetica. Questa parte del lavoro comprende la realizzazione delle fotografie e la restituzione dei modelli nei piani di contorno e nelle coordinate. Come risultato si ottengono le coordinate come valori approssimati, che devono essere perfezionati sia nei programmi matematico-geometrici sia in quelli matematico-statici (come è stato descritto);
2. i metodi di perfezionamento matematico-geometrico dei dati dei modelli. Questo compito è realizzato dal programma «Aequidistant » per la realizzazione di una rete a maglie uguali nella parte interna, l'adattamento dei cavi di margine e l'interpolazione della rete di 75 cm per l'intera rete;
3. l'insieme dei programmi di calcolo statico-matematico per la realizzazione di una figura, in equilibrio esatto dal punto di vista teorico, che sostituisce i calcoli matematico-geometrici;
4. la determinazione della trama effettiva nel senso che sia i risultati dei calcoli matematico-geometrici che matematico statici sono descritti dettagliatamente come planimetrie della trama in maniera grafica e come tabelle per l'Arge Stahlbau Dach dal quale si possono dedurre i dati necessari per la costruzione effettiva. Nel caso di calcolo matematico-geometrico le planimetrie della trama si possono ottenere soltanto tramite la proiezione ortogonale in opportuni piani di adattamento. Nel caso di calcoli matematico-statistici esiste la possibilità di sviluppare i cavi di margine e le aree adiacenti di rete quasi esattamente nel piano ».

USO DEI CALCOLI CON COMPUTER PER LE STRUTTURE A RETI DI CAVI

Come è stato messo in evidenza prima, nel capitolo 6, per quanto riguarda le costruzioni a reti di cavi un'adeguata selezione di carichi di pretensione nei cavi può produrre pressocché qualsiasi forma geometrica della rete. *La forma è una funzione del carico.* Dal momento che l'aspetto geometrico gioca un ruolo dominante sulle caratteristiche degli appoggi, in particolare sulla entità e la direzione delle forze agenti nei blocchi di ancoraggio, sui pilastri e sui cavi di ancoraggio, è facile comprendere come i requisiti per la condizione di pretensione debbano essere conservati nella struttura con un alto grado di precisione.
Il taglio della rete deve perciò essere ottenuto con il più alto livello possibile di precisione per evitare che si perda troppo tempo nell'Oberwiesenfeld con la post-tensione della rete o per evitare che in determinate

circostanze la pre-tensione richiesta non sia raggiunta del tutto. È chiaro di per sé (è di un'evidenza immediata) che soltanto il calcolo elettronico è in grado di fornire per una rete di forma e pretensione data un assetto geometrico corretto dal punto di vista statico, praticamente con qualsiasi grado di precisione. Ma ciò è diventato possibile soltanto negli ultimi due anni.
Tutta la costruzione della copertura è prefabbricata. Dopo la sospensione fra i punti fissi di appoggio e i punti di ancoraggio, si deve realizzare la condizione prefissata di pretensione.
Conseguentemente, prima dell'assemblaggio, ogni membro strutturale, in particolare ogni singolo cavo, – in condizione di non-tensione e privo di curvatura – deve essere esattamente più corto di quanto verrà successivamente allungato a causa della pretensione, e quindi più corto della distanza fra due punti fissi fra i quali verrà appeso in fase di assemblaggio. Questo allungamento raggiunge in media i 10 cm per un cavo lungo 45 m. Se un cavo è 5 cm troppo lungo o troppo corto, le tensioni in esso subiranno un errore del 50 %. Se si tratta di una rete di cavi lunga 45 m, corrispondente al campo di uno stadio, la sua lunghezza totale non è misurata né durante la determinazione della lunghezza (trama), né durante il taglio della lunghezza (manifattura), ma viene calcolato il numero delle maglie di 0,75 m della rete che forniscono la lunghezza totale, in questo caso 60 maglie. Conseguentemente, per raggiungere l'errore prima assunto di 5 cm, è sufficiente che durante la manifattura ogni maglia sia 0,8 mm troppo lunga o troppo corta in modo sistematico. In termini di modello, ciò corrisponde ad un errore della maglia del valore di 0,007 mm nella scala di 1:25. Per un cavo di margine anche un errore longitudinale provoca un grave errore che è trasmesso alla rete e rappresenta un errore longitudinale per i cavi della rete. Conseguentemente, in costruzioni a reti di cavi pretesi, piccoli errori longitudinali sono identici ad errori di tensione, cioè ad errori di grave entità. Così l'esigenza di precisione nella determinazione della trama (i dati dimensionali per la manifattura di tutte le componenti strutturali incluse le fondazioni) e nell'effettivo assemblaggio della rete è maggiore che per qualsiasi altro metodo di costruzione. Ovviamente, non è ottenibile una precisione assoluta. Tuttavia, più alta è la precisione iniziale, minore è successivamente il numero delle costose correzioni durante la costruzione.
Così fu ricercato un nuovo approccio per la determinazione longitudinale, che eliminasse le incertezze dei modelli di piccole dimensioni, che si riscontrano incidentalmente anche nei casi di massima cura. Queste incertezze nel modello sono attribuibili particolarmente alla realizzazione della maglia esatta con la definizione precisa dei punti del sistema, alla loro traduzione nella struttura reale, alla rigidità inevitabile dei fili usati per i cavi di margine, all'imprecisione degli strumenti di misurazione e, inoltre, al fatto che i modelli saldati presentano soltanto una situazione provvisoria, dal momento che cambiano nel tempo. Le difficoltà descritte qui erano conosciute precedentemente, ma in parte perché mancava l'esperienza rispetto ad un aumento di scala di 125 volte, in parte perché non era ancora disponibile un'alternativa al lavoro tramite modelli, ed in parte anche per la mancanza di tempo, Frei Otto dovette comunque iniziare la sua elaborazione di modelli all'IL.
Indipendentemente da ciò Leonhardt + Andra erano alla ricerca di un valido collaboratore che trovarono alla fine del '69-70 nella persona del prof. John Argyris e dei suoi collaboratori D. Scharf e Th. Angelopoulos dell'Istituto di Statica e Dinamica (ISD) nelle Costruzioni per l'Aviazione e l'Aerospazio (all'Università di Stoccarda). Costoro stavano lavorando sull'analisi di costruzioni molto complesse quali aeroplani, dighe, ponti, etc.
Le basi teoriche per questo lavoro erano già state sviluppate nel 1959 da John Argyris, ed erano state messe in pratica in maniera di fatto poco ortodossa per la copertura della palestra che, a causa del suo assetto geometrico complesso, presentava senza dubbio le maggiori difficoltà in merito al problema della trama. Facendo uso di procedimenti di calcolo elettronico fu possibile, con un'assoluta precisione geometrica e statica, calcolare l'assetto geometrico della copertura, cioè la localizzazione specifica di ogni punto del sistema e la lunghezza e la forza di ogni segmento di cavo, tenendo anche conto delle premesse architettoniche nella situazione di pretensione.
Le principali caratteristiche del metodo usato dall'ISD possono essere descritte brevemente come segue: il procedimento era basato sulla cosiddetta « stiffness-matrix » (matrice di rigidità) di un sistema che descriveva in questo caso la deformabilità di una rete elastica e pretesa come una relazione lineare tra la deformazione e il carico. Naturalmente le deformazioni e i carichi dovevano essere rappresentati da matrici. La matrice di rigidità di una rete è realizzata per facilitare il calcolo della rigidità degli elementi delle singole sbarre sulla base di semplici interrelazioni di carattere cinematico. L'influenza delle deformazioni sullo stato di equilibrio della rete in tensione (che provoca la non-linearità del problema) è fornita da una cosidetta rigidità geometrica supplementare degli elementi delle sbarre, proporzionale alla forza delle sbarre stesse. Nell'assetto geometrico iniziale di una rete in linea generale i requisiti per l'equilibrio non si riscontrano. Il passo successivo consiste perciò nell'elaborare una matrice con requisiti di non-equilibrio e di ottenere delle deviazioni, risolvendo un sistema di equazioni lineari costituito da matrici di rigidità-carico. Queste deformano la rete in modo tale che i requisiti di equilibrio si verificano meglio che nella fase iniziale.
La situazione finale di equilibrio non è di solito raggiunta subito, poiché la matrice di rigidità può solo – a rigor di termini – descrivere la deformabilità di deviazioni di piccola e determinata entità. Quando il processo di aggiornamento ora descritto viene ripetuto, si può raggiungere molto rapidamente una situazione che può essere arbitrariamente ritenuta definitiva come situazione di equilibrio: come nel caso della palestra, dove fu calcolata soltanto approssimativamente una rete a maglie di 3 metri. Tuttavia, dovette essere risolta una serie di equazioni con ±10.500 incognite. La copertura della palestra comprende circa 3.600 punti di intersezione e circa 6.500 sbarre.
I requisiti per l'assetto geometrico iniziale sono più esatti che nel caso dell'elaborazione di modelli, ma in modo tale che i due metodi sono ancora confrontabili. Il metodo della matrice di deviazione parte da una situazione in cui le coordinate dei punti di intersezione, le lunghezze non ancora in tensione e le proprietà elastiche delle sbarre sono date. Nell'assetto geometrico iniziale i requisiti di equilibrio non si verificano o si verificano soltanto grossolanamente. L'assetto geometrico iniziale è così soltanto definito dai requisiti dell'utente (in questo caso l'architetto); il compito dell'ingegnere consiste nel realizzare una struttura di forma richiesta. Per questo obiettivo la rete è calcolata dapprima con l'aiuto di un procedimento analitico, che è stato elaborato in questo caso da Leonhardt + Andra. Questi calcoli forniscono i valori per le necessarie pre-tensioni della rete sulla base della forma e del carico. Nello stesso tempo si ottengono i carichi dei pilastri, dei cavi di margine, di ancoraggio e dei cavi principali. Tutti i cavi vengono dimensionati secondo questi dati. Naturalmente sono anche richiesti i dati concernenti le sezioni e le proprietà elastiche delle sbarre, per la formulazione di una matrice di rigidità. Dopo questi primi calcoli di natura statica vengono anche fissati quei punti nei quali sono attaccati i cavi principali e i pilastri. Nell'analisi della rete secondo il metodo della matrice di deviazioni, la miglior cosa da fare è la determinazione di questi punti.
L'esatta situazione delle *fondazioni dei pilastri* e dell'*ancoraggio dei cavi principali e dei cavi di margine* può essere calcolata con precisione dopo il calcolo della rete stessa come una semplice equazione di equilibrio. Durante la costruzione delle coperture delle attrezzature olimpioniche, un grave svantaggio era costituito dal fatto che le fondazioni erano già del tutto prefissate (a causa della mancanza di tempo), determinando così la situazione spaziale e la direzione nella quale esse potevano sopportare le forze, prima che fosse eseguito il calcolo della rete secondo il metodo della matrice.
Un requisito molto importante per la rete è la prefabbricazione in quanto consente la formazione di una rete a maglie quadrate regolari. Così, fatta eccezione per i cavi di margine e i segmenti di sbarre nell'area periferica, ogni sbarra ha una lunghezza costante. Conseguentemente, le coordinate dei punti intermedi nell'assetto geometrico iniziale devono essere fornite con grande precisione.
Sintetizzando l'*assetto geometrico* iniziale deve avere i seguenti requisiti:
1. ogni punto di intersezione si trova in una superficie definita dalla forma della rete;
2. i punti, in cui sono fissati, i pilastri i cavi principali e i cavi di ancoraggio devono essere mantenuti rigorosamente;
3. nelle sbarre devono agire le tensioni prefissate;
4. tutte le sbarre interne devono avere una lunghezza iniziale costante.
Nella definizione graduale della situazione di equilibrio non è possibile non alterare la forma preliminarmente fissata, cioè il primo requisito non può essere mantenuto. Migliore è la situazione di equilibrio nell'assetto geometrico iniziale, minore è la deviazione. Il terzo requisito non può essere mantenuto per ogni sbarra, senza questo il quarto requisito non può essere realizzato. Sono quindi applicabili rigorosamente soltanto il secondo e il quarto requisito.
Gli ultimi modelli di trama elaborati da l'IL sono stati fotografati dall'IFG, ed è stato analizzato l'*assetto geometrico*. Con

per la struttura di copertura della palestra, l'équipe dell'ISD descrisse a partire da questi dati una superficie perfezionata e piana. Su queste superfici fu adattata una nuova rete, esatta dal punto di vista matematico, con maglie uguali.
Grazie all'esperienza dell'ISD, il procedimento di calcolo riuscì dopo 5 iterazioni. All'inizio ci volevano 3 ore di tempo per risolvere con calcoli il sistema di equazioni lineari, ma, dal momento che i programmi attualmente sono stati perfezionati, la serie di 10.500 equazioni può essere risolta in 20 minuti, cioè in un tempo nove volte inferiore.
Citiamo da una discussione fra Th. Angelopoulos e l'autore di questo articolo avvenuta il 2 luglio 1971 presso l'ISD di Stoccarda:
« Se fossimo stati impegnati prima in questo caso, avremmo potuto eseguire il calcolo completo per le Olimpiadi. Avevamo l'intenzione di calcolare anche lo stadio, la piscina e le zone intermedie, ma quando siamo stati incaricati, era troppo tardi. Lavoravamo 16 ore al giorno ».
L'ISD elaborò i calcoli per la palestra; l'IFG i calcoli per lo stadio e le zone intermedie, la piscina non è calcolata con il computer, ma direttamente ampliata di 125 volte a partire dalla ricerca geometrica dell'IFG del modello IL di trama).
Nel caso di questo programma di ricerca, il tempo del computer dipende principalmente dal numero dei punti di intersezione, che cresce circa in modo proporzionale al quadrato del numero dei cavi. È possibile realizzare così un eccezionale risparmio di tempo della costosa elaborazione del computer, quando si calcola soltanto una parte del numero definitivo di cavi, e gli altri cavi sono ricavati successivamente mediante interpolazione. Quando si tenga conto che il tempo necessario per risolvere un sistema di equazioni lineari con una struttura a rete tipo questa, cresce circa con un rapporto proporzionale al quadrato del numero delle incognite, si può facilmente dedurre che la spesa per la costosa elaborazione del computer può essere ridotta per esempio ad un quinto, quando si tiene conto soltanto di un cavo ogni quattro. Deve anche essere sottolineato che le difficoltà e gli errori relativi che si verificano durante l'interpolazione degli altri tre cavi intermedi, richiedono anch'essi un lavoro molto preciso. Ciò che è stato raggiunto in quanto a precisione nella superficie della rete, può essere nuovamente perso nell'area periferica.
Per questa copertura si dovette risolvere una serie di 10.533 incognite. (Se la struttura fosse stata simmetrica, se ne sarebbero risparmiate la metà. La copertura è simmetrica per circa il 95 %, ma solo quando i punti di ancoraggio sono già fissati).
Attualmente l'ISD sta sviluppando programmi più complessi. In stretta collaborazione con gli ingegneri Leonhardt + Andra è stata calcolata la copertura per la tribuna principale di uno stadio di Hannover. Essa ha grosso modo la stessa forma della grande copertura dello stadio proposta da Frei Otto per il Kuwait Sports Centre (1968). La grande volta di Hannover misura 235 metri, ed ha un'altezza massima di 45 m. Su un lato la rete di cavi è appesa fra la volta e il perimetro posteriore della tribuna principale; sulla parte anteriore è impiegato un grande cavo di margine del tutto simile a quello usato per lo stadio di Monaco, e due cavi di margine di dimensioni minori che si stendono liberamente su ogni lato a partire dal grande cavo fino al piede della volta. Qui non vi è la partecipazione di architetti, e non è stato elaborato alcun modello prima del calcolo; il solo modello esistente è stato elaborato da L + A per le prove rispetto al vento.
La costruzione della rete di cavi coprirà una superficie di 13.000 metri quadrati. Dei 38.000 posti, 20.750 saranno coperti; dei 24.300 posti in piedi, 15.000 saranno pure coperti. La capacità totale dello stadio è di 62.300 spettatori. La costruzione di questa copertura sopra la tribuna principale occidentale inizierà nel 1972 secondo lo schema, e deve essere terminata nel giugno 1973. Il costo previsto è di 26 milioni di marchi.
Il ruolo della copertura di Hannover – dal punto di vista degli ingegneri – è decisivo: deve dimostrare che anche queste strutture possono essere costruite in modo regolare, secondo i tempi previsti e con costi accettabili. L'applicazione delle coperture a rete di cavi è aumentata fin verso al 1970, ma temiamo che l'influenza della questione di Monaco – a causa dei suoi risultati finanziari – possa causare una forte diminuzione nell'applicazione delle strutture a rete di cavi. La configurazione delle coperture a rete di cavi avrà conseguenze architettoniche di estremo interesse dopo il 1972.
Con il vantaggio della simmetria, può essere risolta una serie di 24.000 incognite: troppo vasta per le attrezzature di calcolo dell'ISD, ma esso ha intenzione di calcolare sistemi ancora più complessi come la parte orientale dello stadio olimpionico di Monaco, già progettato come un complesso simmetrico. Esiste qui la possibilità di suddividere la struttura globale in una serie di sub-strutture.
L'ISD è attualmente in grado di fornire i dati esatti per la lunghezza e le forze di tensione di tutti i cavi della rete, i cavi di margine e di ancoraggio ed i cavi principali, ma anche dei pilastri e delle fondazioni di ancoraggio e di resistenza ai carichi. Lo stesso programma può essere usato per ottenere la trama ed il calcolo delle caratteristiche di resistenza ai carichi della rete in condizioni di carico, non soltanto per quanto riguarda i pesi morti, neve, vento etc., ma anche l'influenza della temperatura sulla rete. Inoltre, in futuro si lavorerà ad un programma sull'influenza statica della rigidità dell'involucro della copertura sul comportamento della rete (ciò che l'ISD fa da anni per gli aeroplani).
Altri compiti che l'ISD si è assunto per il futuro nel campo delle reti di cavi è di compiere delle ricerche sui *problemi della oscillazione* (il che non è stato fatto per Monaco) sui quali anche gli ingegneri di Stoccarda non hanno affatto esperienza: se dovesse verificarsi qualche inconveniente essi considerano la cosa migliore porvi rimedio al momento sul posto.
Il passo successivo sarà di collegare un sistema di rappresentazione visiva alle attrezzature di calcolo. Attualmente un apparecchio automatico di disegno (plotter) è collegato con il computer per visualizzare i risultati e per riconoscere molto rapidamente inconvenienti o deviazioni. Con l'aiuto di uno schermo monitor e di un lightpen sarà possibile trasformare i risultati della rete in direzioni differenti e correggere gli errori in un'interazione diretta. Alla fine si potrà elaborare un progetto sullo schermo, come alcuni di noi stanno sognando. Tuttavia, nessun apparecchio di calcolo può produrre qualcosa senza un programma di istruzioni scritte. Ci vorrà molto lavoro ma vale la pena di tentare questa strada.
Th. Angelopoulos: « L'architetto ha ancora un ruolo molto importante, deve continuare ad elaborare dei modelli, io penso che questa sia la strada giusta. Sebbene più limitato, il modello in tulle è un'operazione valida ». E noi siamo a questo punto.
Il solo fattore limitativo nell'uso del computer è la complessità/dimensione del problema da risolvere, come è stato detto prima. In molti casi di reti, il numero dei punti di intersezione può variare da 1.000 a 3.000. Nella copertura a rete della palestra vi erano 3.588 punti di intersezione, con un totale di 10.533 gradi di libertà. Il numero esatto di sbarre era 6.629. Per problemi di questo livello, deve essere disponibile un apparecchio di calcolo di almeno 64 K « core memory » e una gamma di circa 5 milioni di termini. Dal momento che non si può ottenere la trama e non si può compiere la ricerca dei cavi di carico in una volta sola, devono essere disponibili anche nastri magnetici per l'accumulazione dei risultati intermedi. Tutti questi requisiti sono soddisfatti in maniera ideale dal CDC 6600, usato all'ISD, la cui efficienza è addirittura maggiore di quella richiesta. Questo apparecchio ha anche il vantaggio che la lunghezza del termine è di 60 bits (intervalli di tempo). Conseguentemente, non si verificano praticamente difficoltà come risultato della cattiva condizione delle matrici di rigidità. Ma senza dubbio anche computer più piccoli come per esempio l'UNIVAC 1107 sono adatti per la ricerca sulle reti.
Per servirsi meglio dei risultati del computer dovrebbe essere disponibile un plotter meccanico. All'ISD si usa un plotter CIL connesso ad un PDP 9. L'informazione dell'apparecchio da disegno può essere scritta direttamente dal CDC 6600 su nastri magnetici.

I DETTAGLI COSTRUTTIVI

La progettazione e lo sviluppo dei dettagli costruttivi sono soprattutto dovuti allo studio Leonhardt e Andrä, con la partecipazione – escluso per i disegni delle fondazioni – dell'impresa appaltatrice delle opere in acciaio, Arge Stahlbau Dach.

1. Il calcolo

Lo studio Leonhardt e Andrä si occupò anche nel calcolo. Dal momento che si resero conto molto presto – stando alle affermazioni di Jörg Schlaich – che il metodo di Frei Otto, basato sull'impiego dei modelli, non avrebbe portato ad una soluzione definitiva del problema, essi cominciarono per tempo a ricercare dei metodi matematici in sostituzione del metodo sperimentale di Frei Otto.
Nel giugno 1969, Schlaich fu affiancato dall'ingegnere francese Biggany, che aveva alcune idee precise sul modo di calcolare le strutture a rete, e il cui contributo si rivelò in effetti stimolante. La via scelta, comportava l'uso dell'elaboratore elettronico. Dal momento che anche questo approccio non garantiva risultati sicuri, il laboratorio di Otto continuò le ricerche sui modelli. Leonhardt e Andrä lavorarono, per un anno, sui problemi di impostazione del calcolo, e quindi cercarono un istituto che disponesse di un elaboratore adatto: c'era quello areonautico a Brema, altri istituti a Zurigo, e finalmente quello diretto dal prof. Argyris. Jörg Schlaich, in un'intervista del

3 luglio 1971, così descrisse la collaborazione tra le due parti, « Argyris è molto orgoglioso, e a ragione, dello sviluppo che ha promosso in questo settore; il contributo, da parte nostra, fu un anno di lavoro teorico: la collaborazione che ne derivò, è stata estremamente soddisfacente. Noi fornimmo i dati, loro effettuarono i calcoli, e insieme discutemmo i risultati ».

Un progetto con caratteristiche per molti versi eccezionali, come quello di Monaco, richiede la collaborazione di architetti, ingegneri, matematici specialisti in geodesia, e altri ancora. Di fatto accade che si verifichino delle divergenze, e Jörg Schlaich ne riferisce, nel corso della stessa intervista, in questo modo: « Per realizzare strutture come la copertura per Monaco, occorre che il gruppo che se ne occupa, abbia un leader: sull'importanza del lavoro di gruppo, tutti sono d'accordo, io compreso, ma occorre che qualcuno coordini gli argomenti, attraverso discussioni collettive, naturalmente; quando si tratta di strutture di questo tipo, uno che sia solo architetto non basta, è indispensabile possede almeno un'idea generale del problema costruttivo. Un uomo come Frei Otto, potrebbe essere il leader che ci vuole. Egli è tuttavia contrario all'uso del calcolatore. Avendo sviluppato lui stesso il metodo dei modelli, e non essendo molto addentro nelle matematiche, egli tende a vedere con sospetto i calcoli eseguiti dall'elaboratore: è abituato a costruirsi un modello, e vedere empiricamente cosa succede. Ciò è tuttavia una questione di mentalità che va cambiata, anche da parte di noi ingegneri. Comunque, il lavoro di coordinamento fu svolto da noi più o meno felicemente: e siamo stati presenti e attivi in tutte le fasi del lavoro. Per la progettazione, abbiamo avuto la cooperazione di altri gruppi; per i dettagli costruttivi, quella della Arge Stahlbau Dach; per i calcoli, quella di Argyris; e ora operiamo sul cantiere con le imprese appaltatrici ».

2. Le prove alla galleria a vento

Già all'inizio dell'attuale fase di progettazione, vennero effettuate delle prove nella galleria a vento dell'Istituto per le ricerche sui trasporti meccanici e sui motori per veicoli, dell'Università di Stoccarda. Il modello per le prove, è stato realizzato in scala 1:200, e comprendeva tutte le attrezzature atletiche e la copertura.

Le prove alla manica a vento, furono effettuate allo scopo di determinare il valore del coefficiente di forma, cioè il rapporto tra l'azione a terra del vento, e l'effetto aspirante indotto da tale azione sulla parete inferiore o superiore della copertura. Il valore del coefficiente di forma ricercato, varia al variare della direzione del vento, ed è diverso per ciascun punto della copertura.

Inoltre, le prove alla manica a vento indicarono i punti della copertura in corrispondenza dei quali erano da prevedersi dei fenomeni di accumulo della neve – e quindi di sovraccarico – e di turbolenze d'aria. Le conclusioni relative a questo tipo di fenomeni, vennero effettuate osservando la direzione e la forma – e i cambiamenti di entrambe –, assunte durante gli esperimenti da fili di lana fissati a distanze regolari su tutta la superficie della copertura. Per quanto riguarda l'azione del vento al suolo, si ritenne sufficiente determinarne la direzione.

3. Oscillazioni

I modelli erano troppo ridotti in scala, per poter essere utilizzati al fine di determinare l'entità delle oscillazioni. Anche sul piano teorico, il problema non è ancora risolto: gli ingegneri avevano solo idee approssimative sul modo con cui le oscillazioni avrebbero interessato la rete. Occorre dire che attualmente nessuno, in tutto il mondo, è in grado di calcolare esattamente il comportamento di oscillazione di questo tipo di coperture. Naturalmente, le frequenze di oscillazione naturale, non sono difficili da calcolare. Dati ottenuti da esperienze sulla struttura costruita vicino al luogo dove sarebbe stato realizzato lo stadio, a Oberwiesenfeld, – per eseguire prove su particolari della rete, sui materiali di copertura, ecc., – dimostrarono che i pannelli in vetro acrilico rafforzano in modo notevole, l'effetto di smorzamento delle oscillazioni della rete di cavi. Il problema consiste nel fatto che è facile lavorare sulla rete campione di prova, mentre occorrerebbe un periodo d'uso del calcolatore molto lungo, per calcolare le oscillazioni in una situazione in cui i gradi di libertà sono infiniti. Quello che si può calcolare, sono le oscillazioni più frequenti. Ma a questo punto, perfino nel caso dei ponti sospesi, si arrestano le possibilità di calcolo.

Qualora la struttura a rete manifestasse la tendenza ad oscillare, sarebbe facile applicare dei morsetti di acciaio sui cavi principali, a distanze irregolari, al fine di smorzare le oscillazioni: sinora, cioè, è apparso chiaro che è sempre più conveniente intervenire a posteriori, aggiungendo degli elementi, piuttosto che predisporre delle misure delle quali è in effetti impossibile prevedere le conseguenze. Il disastro del ponte di Tacoma, che fu distrutto da terribili oscillazioni prima che potesse essere usato, ormai 30 anni or sono, esemplifica quale siano le limitazioni di questo approccio, in alcuni casi.

4. La struttura portante

La rete in cavi pre-tesi, prende su se stessa i carichi dovuti al peso proprio, all'accumulo della neve e all'azione del vento, e trasmette le sollecitazioni corrispondenti, lungo le linee d'azione delle forze di pretensione, ai cavi di bordo. Questi ultimi raccolgono le sollecitazioni che percorrono la rete, e le concentrano in diversi punti, che, data la diversa curvatura delle zone della rete, si trovano a differenti livelli, e che costituiscono i punti di applicazione delle risultanti degli sforzi: in tali punti, quindi, se la risultante è diretta verso l'alto, vanno applicate delle antenne controventate; se queste ultime intralciassero l'uso sottostante la copertura, occorre riportare i carichi, attraverso cavi, su antenne di altezza elevata, controventate o piloni –ai quali cioè la copertura viene così a risultare appesa.

Le ricostanze che limitano la possibilità di far corrispondere i sostegni ai punto di applicazione delle risultanti degli sforzi che interessano la copertura, rappresentano i fattori determinanti del costo dell'intera costruzione. Se, in altri termini, le antenne non possono essere collocate laddove le sollecitazioni lo richiederebbero, ma devono essere realizzate all'esterno della copertura, in posizione sfavorevole, le antenne e i cavi così impiegati vengono a sopportare degli sforzi molte volte superiori a quelli che avrebbero sopportato se collocati sotto la copertura. I tiranti e i cavi di sospensione che non sono collegati direttamente con la rete, vengono denominati cavi principali.

5. La rete di cavi

La copertura, che interessa un'area di 74.800 mq, è in costruzione dall'agosto 1970. Essa è costituita da parti diverse, imbullonate insieme sul posto. Per la sua confezione sono stati utilizzati circa 210 km di cavo. Per quanto riguarda il diametro, questi cavi dovevano da un lato essere composti da fili il più sottile possibile, e quindi pieghevoli perché ne risultasse facilitato l'assemblaggio; dall'altro, una certa grossezza era richiesta perché se ne potesse garantire una efficace protezione contro la corrosione. In definitiva, si adottarono trefoli composti da 19 fili, con una zincatura pesante, del diametro di 2,3 o 3,4 mm. Di conseguenza ogni 75 cm si avevano due cavi del diametro di 12 o 16 mm.

Così, presentando un coefficiente di sicurezza del 100 % alla rottura, la rete ha una capacità portante di 15 Mp/m nelle maglie normali, e di 30 Mp/m in quelle rinforzate. (Il rinforzo, si pensava all'inizio di effettuarlo applicando metà della maglia regolare nella direzione da rinforzare, mentre in seguito si adottò la soluzione di realizzare un punto di intersezione a tre livelli, peraltro poco visibile).

Dei morsetti di alluminio con dei fori a centro, sono applicati a ciascuna serie di cavi ad intervalli esatti, di 750 mm, e automaticamente, con un procedimento che introduce nei cavi lo stato di pretensione. In tutto, per l'intera superficie di copertura sono stati utilizzati 137.000 morsetti.

Questo assicura una confezione accurata e uniforme della rete, e ne facilita l'assemblaggio. Dopo aver tagliato i cavi della lunghezza voluta, i morsetti possono essere applicati ad entrambi i fasci che costituiscono i due trefoli, sul posto, nei punti di applicazione prescelti, con una sola vite senza che sia necessario prendere altre misure. Detti morsetti permettono ai cavi di effettuare quei movimenti che consentano alle maglie quadrate della rete, così come sono prefabbricate a terra, di assumere durante il montaggio, una volta collocate a loro posto sulla copertura, forme a parallelogrammo e a rombo, in modo che la rete finisca per assumere la sua configurazione definitiva curva. Inoltre, come s'è detto in precedenza, costituisce una caratteristica tipica della rete, quella di prendere forme diverse a seconda dei differenti tipi di carico cui è sottoposta, nella fase in cui la struttura non è pretesa. La deformazione della rete, è quindi un fatto naturale. Quanto alla deformazione sotto il carico della neve, essa rappresenta un cambiamento verso una situazione sotto carico, più favorevole: in sostanza, il comportamento statico della rete sotto carico, consiste in una ricerca spontanea di quella configurazione che rende minima l'energia in giuoco (che è somma di quella potenziale, cinetica e di trasformazione). Una struttura a rete, è il sistema più naturale che l'uomo abbia creato per sopportare degli sforzi, in quanto si adatta continuamente e spontaneamente alle diverse situazioni che si producono al suo esterno. Il problema è solo quello di assecondare questi movimenti di assestamento e di progettare i dettagli costruttivi in modo opportuno.

6. I cavi di bordo

Le diverse zone della rete sono collegate con dei morsetti, a dei cavi terminali. Dei tenditori sono applicati ai cavi della rete nei punti di intersezione con i cavi terminali, per permettere l'aggiustamento in lu

ghezza. Qualunque cavo della rete, può essere registrato come lunghezza e stato di tensione, agendo sulla sua estremità. Il problema dei tenditori è il loro costo molto elevato: più di 100 DM, ciascuno; per di più, esiste ed è rilevante, il problema della corrosione: una volta applicata la pretensione, lo strato di zinco della filettatura viene abraso, e si ha un principio di corrosione, che impedisce ulteriori movimenti sui tenditori. I cavi utilizzati per la rete, sono stati costruiti da una ditta francese, che ha offerto i prezzi più bassi.

I cavi terminali, i tiranti e i cavi principali, sono composti di trefoli di 7 fili d'acciaio St. 160, a zincatura pesante. Lo sforzo che questi cavi possono sopportare, è variabile: 530, 580, 900, 1150 Mp/m. I cavi terminali incorporati nella rete, del tipo normale, ammettono una sollecitazione massima di 330 Mp/m. In caso di necessità, più cavi possono essere accoppiati.

Questo sistema permette l'impiego di una quantità ragionevole di cavi di bordo tutti dello stesso tipo, e la standardizzazione di tutti i morsetti, le carrucole e i terminali per l'ancoraggio. I cavi di bordo sono o prolungati o deviati verso i punti di sospensione della rete – e/o di attacco dei tiranti –. Il cavo di bordo principale dello stadio, è in effetti composto da 10 cavi elementari, ciascuno con il diametro di 120 mm, e capace di sopportare una sollecitazione di 580 Mp; il suo peso totale è di 350 Mp, la sua lunghezza, di 440 m; ed è sottoposto ad uno sforzo di quasi 5000 Mp.

8. I cavi principali

I cavi principali hanno soprattutto la funzione di reagire all'azione di deformazione della copertura, esercitata dal vento e dalla neve, e devono quindi resistere particolarmente bene agli sforzi di tensione. A questo fine, essi sono costituiti da un fascio di cavi paralleli i quali, a differenza dei trefoli, resistono meglio ai momenti torcenti, si utilizzano quindi più completamente la resistenza a tensione dei fili.

I cavi sono fusi con un additivo speciale, in modo tale che i punti di ancoraggio, anche sottoposti a sforzo a causa delle oscillazioni, non rappresentano i punti più deboli, com'è il caso invece degli altri cavi. I cavi principali sopportano sforzi sino ai 1150 Mp.

All'inizio, la soluzione adottata per i terminali dei cavi, consisteva nel loro fissaggio entro contenitori conici di acciaio, – con il risultato appunto che questi terminali rappresentavano il punto strutturalmente più debole dell'intero cavo: ora, invece, il problema del terminale è stato risolto in modo elementare, ma efficace: l'estremità del cavo viene introdotta, sfilacciata, nel medesimo elemento conico in acciaio, e ivi saldato con l'aggiunta di palline di acciaio e di una resina sintetica. Questa soluzione, attribuisce al terminale una resistenza maggiore di quella dello stesso cavo: prima di questa invenzione, anche nel caso dei ponti sospesi, nell'elemento conico veniva introdotta una lega di zinco che fondeva con la zincatura superficiale dei fili del cavo.

9. Gli elementi di attacco, in acciaio fuso

Gli elementi in acciaio fuso, per l'attacco alla rete dei cavi principali, sono stati tutti realizzati praticamente uno per uno, dato che la loro forma era diversa, nei differenti casi di attacco. Di conseguenza, ogni elemento è stato modellato in scala 1: in schiuma di polistirene, sulla base di disegni molto dettagliati, preparati dagli ingegneri e dalle imprese per le costruzioni in acciaio. Venne quindi eseguita una contro-forma, del modello in plastica, in cemento, nella quale venne versato l'acciaio liquido ad alta temperatura, che sciogliendo completamente la plastica del modello, prese, solidificando, la forma esatta di quest'ultimo.

In corrispondenza di ogni punto di attacco, sono almeno tre i cavi terminali, o principali o i tiranti che vengono o curvati, o collegati, o prolungati.

Il pezzo più pesante è circa 15 Mp. Per tutti gli elementi con funzione strutturale è stato introdotto un coefficiente di sicurezza di 2,0, ma anche tenendo conto del rapporto stabilità nelle condizioni di appalto, tra peso e prezzo, gli elementi di attacco sono stati ampiamente sovradimensionati. Anche otticamente, non sembrano proporzionati ai cavi e alle antenne; almeno in parte, il sovradimensionamento è dovuto al fatto che gli ingegneri che hanno disegnato i particolari costruttivi, non avevano ancora sperimentata, al momento della progettazione, la possibilità di comprimere i cavi più spessi e rigidi, per ottenere raggi di curvatura minori (o il sovradimensionamento è forse dovuto al fatto che il prof. Leonhardt ha una cattedra di « costruzioni massicce »?).

9. Le prove

Le esperienze acquisite in precedenza – sia nella realizzazione del padiglione tedesco a Montreal, sia nella costruzione di ponti sospesi – non erano sufficienti per la progettazione di molti degli elementi costruttivi, particolarmente i cavi e gli ancoraggi. Finanziando un gran numero di esperimenti e di prove, il Comitato per la realizzazione delle strutture per le olimpiadi, ha permesso uno sviluppo delle conoscenze nel settore, utilizzabili non solo nella costruzione della copertura per Monaco, ma anche in altre occasioni dello stesso tipo, e in generale per la costruzione di ponti, che rappresentano il tema di lavoro preferito dello studio Leonhardt e Andrä. Il costo totale delle prove, condotte in parte all'Istituto per le ricerche e le prove dei materiali di Stoccarda, si aggira sui 2 milioni di DM, e più.

10. I piloni e le antenne

Sono in tutto 56 i piloni e le antenne di acciaio impiegati per sostenere la copertura. Le antenne, in numero di 12, hanno un'altezza variabile tra i 7 e i 25 m; i piloni – che in sostanza sono delle antenne più alte – variano dai 40 agli 80 m. Il peso proprio maggiore, è sui 310 Mp, e la capacità portante massima, 5000 Mp. Antenne e piloni sono stati costruiti per parti, e montati sul posto con bulloni, applicati internamente. Le antenne sono costituite da un corpo cilindrico in acciaio, e da un terminale (in acciaio fuso), a sella, sulla quale avviene la curvatura dei cavi di bordo. I piloni sono costituiti da una parte centrale cilindrica, e da due terminali, conici, al superiore dei quali vengono fissati i cavi principali e i tiranti. Il pilone, è connesso ad una cerniera sferica, attraverso una piastra saldata alla estremità inferiore, e viene controventato provvisoriamente, durante la fase di esecuzione. Dopo che sono stati fissati i cavi principali, definitivamente, al terminale superiore, e agli ancoraggi, – e così i tiranti, dal lato opposto, – i cavi di controventatura provvisoria vengono rimossi, e l'antenna assume l'inclinazione calcolata. La cerniera sferica sulla fondazione, dopo che è stato introdotto lo stato di tensione voluto, sia nei cavi principali, sia nei tiranti, che nell'intera rete, viene incorporata in un getto di cemento. Il terminale inferiore dell'antenna, mantiene tuttavia una certa libertà di movimento, grazie all'impiego di un cuscinetto di gomma-neoprene, inserito tra due piastre di acciaio, che assorbe le forze di assestamento (questa soluzione è stata introdotta a partire dall'esperienza dello studio Leonhardt e Andrä, in materia di ponti sospesi, ed è ora largamente applicata in tutto il mondo). Il peso totale della copertura a rete, è di 3.400 Mp, e tutti i piloni e le antenne, pesano insieme 2.500 Mp.

11. Gli ancoraggi

A seconda delle esigenze specifiche, sono stati adottati tre tipi di fondazione:

1. a cuneo, basate sul medesimo principio secondo cui funziona un picchetto da tenda; questo tipo di fondazione è stato impiegato anche per i tiranti. I terminali di questi ultimi vengono fissati in un blocco di ancoraggio, che a sua volta risulta fissato con cavi in tensione, tra tre pareti munite di fessure;
2. a gravità, nelle quali la tensione esercitata sulle fondazioni, viene contrastata dall'azione del peso proprio della fondazione, con l'aggiunta di quello relativo alla massa di terra accumulata sopra alla fondazione medesima; di questo tipo sono gli ancoraggi dei cavi principali dello stadio, e del cavo di bordo più importante;
3. ad àncora, nelle quali la forza esercitata dal cavo, viene equilibrata attraverso l'uso di ancoraggi multipli, pretesi, e convenientemente affondati nel terreno.

In totale, sono stati effettuati getti per 123 fondazioni in cemento, ciascun tipo essendo rappresentato circa dallo stesso numero di esemplari. La sollecitazione massima prevista nelle fondazioni, è di 5000 Mp, come nel caso della fondazione per il cavo di bordo dello stadio; quest'ultima misura circa $12 \times 15 \times 30$ m, con un volume di circa 1500 mc. Una volta effettuata l'operazione di pre-tensione, gli elementi di fondazione in cemento armato, sono stati completamente ricoperti di terra, in modo che della parte sottoterra della struttura di rete, non è visibile assolutamente nulla.

LA MEMBRANA DI COPERTURA

A

Il progetto presentato al concorso richiedeva che come materiale di copertura venisse utilizzata fibra poliestere rivestita in PVC, ondulata, da appendere sotto la rete di cavi (analogamente a quanto previsto dal padiglione della Germania a Montreal, allora non ancora in costruzione).

Tuttavia, furono prese in considerazione alcune varianti, in relazione ai seguenti requisiti:

1. normale protezione dagli agenti atmosferici, e limitata penetrazione della luce;
2. idem come sopra, ma maggior luminosità, realizzata attraverso lucernari;
3. struttura pneumatica a doppio strato: per isolamento termico, per le due hall.

Tuttavia, i dubbi espressi dalla giuria circa la soluzione proposta per la copertura, fornirono lo stimolo all'esame di diverse alternative sia per la struttura portante, che per il materiale di copertura, soprattutto con riferimento a forme e materiali già sperimentati.

La ricerca di alternative per il materiale di copertura, si sviluppò intorno ad alcuni criteri, circa il modo di raggiungere gli obiettivi desiderati, che ponevano l'accento:

1. sull'integrazione coerente con l'idea ar-

chitettonica di base, ossia la copertura deve sottolineare le idee architettoniche (effetti di luce);
2. sull'adempimento dei requisiti funzionali e strutturali, ossia la copertura deve semplicemente riparare, sottolineando la corrispondenza con la destinazione d'uso dell'area sottostante;
3. sull'adattamento, senza enfasi, alla struttura portante (la rete di cavi);
4. sulla facilità di esecuzione, con la possibilità di montaggio rapido e facile, con qualunque condizione atmosferica;
5. sulla durevolezza, in relazione all'azione degli agenti fisici, chimici e organici;
6. sull'economicità, ossia un rapporto vantaggioso tra i costi di esecuzione e di manutenzione, e durata.
Ora, da una lunga serie di inchieste di mercato e di prove sui materiali da copertura, è stato possibile delineare quattro possibili soluzioni alternative: un punto di convergenza tra queste è costituito dalla riconosciuta necessità di stendere il materiale di copertura sulla rete di cavi, mediante l'interposizione di un elemento di supporto.
Le quattro alternative sono:
1. resina poliestere in PVC, ondulata, su un supporto in legno;
2. un feltro bituminoso, protetto da un foglio metallico sulla faccia superiore – quella esposta –, steso su pannelli di lana minerale leggeri;
3. materia plastica liquida spruzzata su cemento leggero;
4. cupola di vetro acrilico su profilati metallici (un solo lucernario sfaccettato, anche in funzione anticendio).
Lo strato di supporto dovrebbe, come un guscio, contribuire alla stabilizzazione della struttura di sostegno, diventando solidale con questa, o perlomeno ne dovrebbe limitare le oscillazioni. Delle varianti intermedie alle quattro alternative, si possono ottenere componendo, con qualche limitazione, le diverse soluzioni per il materiale di copertura e quelle per il tipo di supporto. Così, per esempio, uno speciale gruppo di ricerca fu formato per investigare sulle possibilità di impiego strutturale della rete a cavi abbinata con il guscio in legno. Fu anche studiata un'alternativa che prevedeva di realizzare la copertura integralmente in legno, eliminando i cavi in acciaio, e sostituendoli con travi in legno laminate, appese.
Tre furono le alternative di copertura a guscio di legno:
1. una proposta dagli ingegneri Leonhardt, Isler, Kupfer e Gattner, che prevedeva di realizzare un guscio di legno a doppio strato, incollato, da sovrapporre alla rete di cavi;
2. un suggerimento dell'ing. Julius Natterer, di Monaco, che prevedeva un guscio di legno a tre strati, incollato, da sovrapporre ad una struttura reticolare formata di travi lamellari in legno e da costole di irrigidimento, di lunghezza ridotta;
3. una variante che migliorava quest'ultima alternativa, eliminando le costole di irrigidimento.
Nel campo delle costruzioni in legno, tutte e tre le alternative comportavano una rivoluzione nel modo di progettare, e di conseguenza c'era una grande aspettativa per i primi esempi che sarebbero stati realizzati in questa direzione. Behnisch & Soci progettò anche una struttura a sella, in legno, per una esposizione di fiori a Dortmund, nel 1969 (l'opera, commissionata nel novembre 1968 era già realizzata dopo solo cinque mesi); questo esperimento dimostrò che quel tipo di struttura poteva benissimo essere adottato nel caso di Monaco. Realizzando una griglia di travi lamellari incollate in legno, da sospendere come nella ipotesi di una rete di cavi, era anche possibile ottenere una maggior trasparenza luminosa. In ogni caso, la griglia doveva venire incollata in opera.
Ma all'ultimo momento, quando cioè si era già molto avanti nello sviluppo di questa alternativa – con risultati promettenti – emerse, da parte delle compagnie televisive, l'esigenza di avere una copertura per lo stadio essenzialmente priva di ombre, per poter assicurare una buona ricezione televisiva a colori. Questa esigenza derivava dall'esperienza fatta nell'occasione della trasmissione a colori, dei campionati mondiali di calcio tenuti nello stadio Aztecos, in Messico.
Così, ridivenne di attualità l'idea di una copertura traslucida. Da parte sua, la società incaricata della realizzazione delle opere per i Giochi Olimpici, richiese che venissero effettuate delle prove in questa direzione, rinunciando ad attribuire la priorità assoluta al requisito della durevolezza del materiale. Le conseguenze economiche di questo nuovo orientamento, erano rilevanti, e contro di esso, soprattutto da parte dei contribuenti, si sviluppò un'azione di protesta sempre più forte.
La collaborazione tra i consulenti e il committente, permise di esplorare tre alternative, nella direzione di una copertura translucida:
1. in poliestere ondulato, coperto con PVC;
2. in pannelli di vetro acrilico, come sviluppo della soluzione a cupole di vetro acrilico, di cui s'è riferito in precedenza;
3. in pannelli di poliestere rinforzati con fibra di vetro.
Tutte queste varianti differiscono dalle alternative presentate in precedenza, in quanto:
1. il materiale di copertura viene fissato alla rete di cavi in un certo numero di punti, senza l'interposizione di strati di supporto;
2. sono tutte translucide;
3. pur costituendo una semplice membrana protettiva, ciascuna variante esercita una certa azione di stabilizzazione contro l'azione del vento (molto ridotta nel caso dell'uso del PVC);
4. tutte le varianti presentano una capacità molto scarsa di sopportare, a causa della minore rigidità, carichi esterni.
Il sette luglio 1970, con pochi mesi di ritardo rispetto al programma, e dopo aver condotto prove rigorose sui tre tipi di copertura, fu prescelta la soluzione che impiegava il vetro acrilico.

Il tipo scelto, plexiglass 215 a stiramento biassiale, dello spessore di 4 mm, è prodotto da Röhm Mgbh, di Darmstadt; verranno impiegati circa 8500 pannelli di (2,90 × 2,90) mq, per un peso complessivo di 360 Mp di vetro acrilico.
I fattori decisivi che condizionarono la scelta di questo materiale, furono i seguenti:
1. un'assoluta trasparenza, che garantiva l'assenza di ombre proiettate sul campo da gioco, soddisfacendo così i requisiti posti dalle necessità di ripresa, cinematografica e televisiva, a colori;
2. la possibilità di dare una tinteggiatura scura (grigio-bruna) sulle zone della copertura in corrispondenza delle quali sia richiesta una migliore protezione dalle radiazioni solari, per esigenze televisive o degli spettatori; questa tinteggiatura, inoltre, svolge anche un'altra funzione: riducendo l'influenza dei raggi ultravioletti sul materiale acrilico, assicura una maggior durata della copertura. Per di più, secondo il parere degli architetti, essa, a differenza di una copertura completamente invisibile, dà allo spettatore l'idea d'essere al riparo;
3. la durevolezza del materiale nei confronti dell'azione meccanica e del rischio di decomposizione delle componenti chimiche sotto l'azione della luce;
4. la sicurezza antincendio: il vetro acrilico non brucia facilmente, non mantiene la combustione, non fa fumo né sgocciola. Pretstirando il materiale base direttamente alla fiamma, si può ottenere una protezione contro il sovraccarico dovuto all'azione termica, sulla struttura portante metallica. Il polimetilmetacrilato termoplastico è incorporato tra due pannelli piani di vetro, della dimensione di 2 × 2 mq. Ad una temperatura di 150 °C, i pannelli – sigillati da una speciale macchina – vengono sottoposti ad uno stiramento biassiale, cioè sui quattro lati simultaneamente, che ne aumenta la superficie di circa il 70 %, sino a 2,90 × 2,90 mq, e quindi fissati. In caso d'incendio ad una temperatura di 170-200 °C, le tensioni imprigionate nel pannello dall'operazione di stiramento, si liberano, e il pannello « si ritira », permettendo così al fumo e al calore, di scaricarsi.
I pannelli di vetro acrilico vengono montati in serie sulla rete di cavi. Alle intersezioni, la rigidità dei pannelli non permette di assorbire deviazioni di 4 cm; inoltre, ad una escursione termica di 80 °C (da −20 a +60 °C), la lunghezza del pannello – 2,90 m – cresce di 16,8 mm. Di conseguenza, dopo molti esperimenti, si adottò un elemento distanziatore in gomma sintetica – policloroprene e metallo – alto 8 cm, avvitato con un bullone M14 ai punti d'intersezione della rete di cavi. La sua elasticità, che si mantiene anche ad alte temperature, e la sua resistenza allo strappo, permette alla copertura di « muoversi » senza vibrazioni né oscillazioni. Ogni pannello acrilico è connesso alla rete da 9 distanziatori – cosicché in totale ve ne sono 135.000 per gli 8.300 pannelli.
Per maggior sicurezza, il distanziatore è stato munito di un cavetto da 7 mm che unisce il pannello alla rete, e che mantiene il pannello stesso sulla copertura in caso il distanziatore risultasse fuori uso.
Un altro problema era costituito dalla connessione tra i pannelli, che doveva essere assolutamente ermetica. Il coprigiunto è in gomma sintetica, fissato su entrambi i lati ai pannelli, attraverso un profilato in alluminio: sui 50 Km di coprigiunto, sono impiegati circa un milione di bulloni M6, e i 25.000 segmenti coprigiunto, sono vulcanizzati direttamente in opera. Anche questi giunti sono a tenuta d'acqua e durevolmente elastici. La distanza tra i pannelli è in genere di 14 cm, e lo spessore dei giunti di gomma è di circa 20 cm, a seconda delle condizioni di sollecitazione. (Questo fatto rappresenta un notevole inconveniente, rispetto al requisito di assenza di ombre proiettate dalla copertura, e non era stato previsto al momento della scelta del vetro acrilico; inoltre, impedisce di raggiungere l'obiettivo architettonico di una copertura « invisibile »: di fatto, distanziatori e bande

:oprigiunto costituiscono gli elementi otti-
:amente dominanti della copertura. D'altra
>arte, molti sono i cambiamenti che in sede
:ostruttiva sono stati apportati alla conce-
:ione architettonica originaria).
?er trasmettere la pressione di pannello in
>annello, proteggendo la parte a sbalzo del
>annello dal rischio di sovraccarichi, l'unio-
ıe tra i pannelli viene effettuata in modo
>articolare: al di sopra della banda di giun-
:ione, due elementi scorrevoli, a chiavi-
:tello, fissati l'uno ad un pannello, l'altro
il contiguo, permettono di assecondare i
novimenti dei pannelli medesimi. Questi
: chiavistelli » hanno anche la funzione di
:tabilire la continuità elettrica tra gli ele-
nenti di alluminio della copertura: lunghe
>rove hanno stabilito che otto punti di con-
ıessione per pannello, sono sufficienti allo
copo. Dal momento che i distanziatori in
;omma sintetica non sono conduttori, due
:avi per pannello, collegati sia alla sovra-
:truttura di copertura, che ai cavi della
:ete, scaricano a terra – attraverso i tiranti
: i cavi principali – eventuali scariche elet-
riche.
Jlteriori ricerche sulla copertura acrilica, di-
nostrarono che c'era il pericolo di valan-
;he. Quando le masse di neve accumulate
ulla copertura si fossero sciolte, la neve
arebbe scivolata su di una pellicola d'ac-
qua, aderente alla liscia superficie dei pan-
ıelli: il giunto di 14 cm serve a impedire
ıno scorrimento troppo veloce, ma nei punti
>iù ripidi della copertura, c'è necessità di
vvitare sui distanziatori altri elementi per
rattenere la neve.
n corrispondenza del più grosso cavo ter-
ninale della copertura dello stadio, si è
lovuto realizzare un canale di gronda ca-
>ace non solo di smaltire l'acqua piovana e
quella prodotta dallo scioglimento delle
nasse di neve, ma anche di convogliare a
erra le slavine di ghiaccio e le valanghe di
ieve. Per di più, esso doveva presentare
ına particolare forma areodinamica, per
vitare turbolenze d'aria, ed evitare inoltre
he l'azione aspirante del vento potesse
lanneggiare la gronda, pensile rispetto alla
truttura portante della copertura. Sul cavo
erminale, pertanto, formato da dieci fasci di
avi, ciascuno del diametro di 130 mm,
iene montato un bordo di plexiglass, rial-
:ato e a forma triangolare, connesso a
erniera alla rete, e montato in sito. La gron-
la e i canali di gronda sono riscaldati,
>er evitare che vengano ostruiti da forma-
ioni di ghiaccio.
.a struttura della copertura è stata calcolata
ulla base di un carico di circa 400 kg/mq,
vendo supposto che 280 kg/mq fossero
lovuti al carico del ghiaccio e della neve;
00 kg/mq, all'azione premente del vento;
nentre l'azione aspirante, sempre dovuta al
'ento, è stata valutata sui 400 kg/mq.
/a tenuto conto che anche negli inverni
>iù rigidi, il sovraccarico dovuto al peso
lel ghiaccio e della neve, non supera i 146
:g/mq. Anche in questo caso, è stato as-
unto un fattore di sicurezza del 100 %.

Lo sviluppo delle strutture a rete – quelle per i Giuochi Olimpici di Monaco ne rappresentano un esempio significativo – è stato stimolato anche dalla costituzione di un gruppo speciale per le ricerche sulle strutture leggere a grandi luci, nel 1970, su finanziamento governativo.
Negli ultimi anni, il governo federale ha stanziato dei finanziamenti per lo sviluppo di particolari settori della ricerca, con l'obiettivo di favorire la concentrazione degli sforzi, per ciascun settore, in una sola università. In una fase successiva, una sola altra università sarebbe stata messa nelle condizioni di fare la stessa cosa, in modo da sviluppare con la prima una competizione diretta e stimolante.
A parte il Progetto Speciale di Ricerca '64 (Sonderforschungsbereich - SFB '64) nel campo dell'ingegneria delle strutture, il settore delle strutture leggere a grandi luci (« Weitgespennte Flächentragwerke »), ha il suo centro all'Università di Stoccarda. Le conoscenze in questo settore, organizzate intorno ad un solo centro a partire dal 1970, dovrebbero essere ampliate ed arricchite con la collaborazione di architetti, ingegneri e di studiosi.
Il programma di ricerca afferma che le realizzazioni, finora effettuate in questo campo, sollevano problemi di fondo che dovranno essere studiati da ricerche di base. Successivamente si dovranno sviluppare i metodi di progettazione – generale e dei dettagli costruttivi –. L'area di applicazione di questo tipo di strutture, costituisce essa stessa oggetto di ricerca. Pertanto, le condizioni e le esigenze per la progettazione e la costruzione, dovranno essere individuate e sistematicamente investigate.
I problemi da studiare sono parecchi e le ricerche sono:

1. sulle reti in cavi tesi in due direzioni, con materiale di copertura o assolutamente indipendente o del tutto rigido: il problema principale, in questo caso, è la stabilizzazione;

2. sulle strutture a membrana, senza rete di supporto: in cemento leggero, in placche metalliche, in fogli di materiale plastico ondulato;

3. sui particolari costruttivi sia della struttura portante, che della copertura, e sul tipo e le modalità da seguire nell'effettuare le operazioni di carico e di misurazione, e sulle norme di sicurezza.

Per quanto riguarda i metodi da seguire nel calcolo, vengono effettuate ricerche:

1. sullo sviluppo degli algoritmi e dei programmi di calcolo sulla statica non lineare e la dinamica delle membrane e delle reti;

2. sullo sviluppo di metodi di calcolo per le frequenze naturali di oscillazione delle reti in cavi pre-tesi e membrane, e ricerche quantitative e sperimentali su vibrazioni e oscillazioni;

3. sulle possibilità di miglioramenti nell'uso di modelli per la progettazione di strutture leggere tensili, e per la determinazione delle condizioni di lavoro di esse, nella prospettiva di un campo di applicazione sempre più ampio;

4. sullo sviluppo di metodi e dispositivi per l'applicazione di procedimenti fotogrammetrici da distanza ravvicinata, per misurare e determinare le configurazioni sotto sforzo delle strutture leggere;

5. sul miglioramento dei metodi per ottenere i valori di sforzo e di deformazione, in sezioni date dalla struttura, in particolare attraverso lo sviluppo dell'utilizzazione di dispositivi di lettura automatica.

Istituti di ricerca nel campo dell'ingegneria strutturale, della pianificazione, della geodesia, delle costruzioni tecniche, e delle costruzioni aeronautiche ed aerospaziali, prendono parte al programma SFB '64.
Esso comprende i seguenti progetti:

1. (prof. Argyris/prof. Bornscheuer)
1.1 calcolo statico dinamico di una qualsiasi struttura a rete pretesa e di membrane rigide;
1.2 ricerche sulla dinamica degli elementi di copertura e delle strutture complete di copertura;
2. (prof. Otto/B. Burkahrdt)
2.1 costituzione di un archivio delle strutture leggere a grandi luci, e classificazione dei sistemi strutturali;
2.2 ricerche sull'influenza della forma sulla funzione, e viceversa;
2.3 sviluppi ulteriori delle tecniche di costruzione e di misurazione su modelli, interdipendenti;
3. (dr. ing. Fischer)
3.1 ricerche sulla portanza dei materiali di copertura;
4. (prof. Joedicke)
4.1 analisi, classificazione, descrizione e valutazione delle strutture leggere a grandi luci;
5. (prof. Leonhardt/dr. ing. Schlaich)
5.1 caratteristiche di portanza delle reti in cavi, a seconda della loro geometria e struttura;
5.2 caratteristiche di vibrazione e oscillazione, nella fase di costruzione;
5.3 ulteriori sviluppi dei cavi, tiranti e loro ancoraggi, elementi di giunzione, e loro durevolezza;
5.4 sviluppo di coperture sospese leggere, in cemento;
6. (prof. Linkwitz)
6.1 fotogrammetria a breve distanza;
6.2 trattamento nel calcolo matematico, dei risultati di misurazioni fotogrammetriche;
6.3 trasferimento dei principali valori misurati sui modelli, nella struttura reale;
7. (prof. R. K. Muller)
7.1 sviluppo di modelli e di dispositivi elettronici di misurazione per la ricerca sulla statica delle strutture a rete in cavi.

J. H. Argyris, W. Aicher, T. Angelopoulos

SULL'ANALISI STATICA DELLA COPERTURA A CAVI DELL'OLYMPIC A MONACO

Nel corso del progetto del sistema di copertura a cavi per gli impianti olimpici di Monaco, il nostro Istituto ebbe l'incarico di analizzare la statica della copertura della Sporthalle. Le possibilità di fare i calcoli richiesti per questa grande struttura erano state messe a punto solo nella decade passata, con l'avvento del moderno computer digitale. Sin dal 1953 l'inventore del sistema era impegnato nello sviluppo della teoria degli « elementi finiti » (1, 2, 3, 4), che ponevano le basi per la soluzione dell'analisi del problema delle griglie di cavi. Usando le tecniche del metodo degli elementi finiti, e adeguandole alla capacità del computer, venne sviluppato un programma per computer, per analizzare il lavoro a griglia dei cavi. La teoria degli elementi finiti come viene applicata alla trama, è stata il soggetto di una recente ricerca ed è ulteriormente sviluppata in altre relazioni (7, 10, 11, 12, 15, 18, 19).
La forma del programma per computer sviluppata per le analisi della Sporthalle può essere compendiata come segue:

1. Preparazione dei Dati Iniziali

A partire da coordinate rilevate su un modello architettonico, la superficie della griglia viene descritta matematicamente, in modo approssimativo, usando il metodo dei quadrati minimi. In base a questa superficie, viene quindi generata una rete equivalente, tenendo conto della sezione incrociata del cavo, delle caratteristiche del materiale, e della desiderata distribuzione della tensione entro la griglia. In equal modo sono matematicamente descritti da un polinomio i cavi laterali, e le intersezioni dei cavi laterali con la trama a griglia che definisce il bordo.

2. Topologia della Griglia

In questa sezione del programma del computer, viene descritta la topologia della griglia. Questa include la numerazione dei punti nodali e i corrispondenti gradi di libertà (ogni punto nodale ha 3 gradi di libertà, vale a dire lo spostamento nella direzione X, Y e Z) e la soppressione di quei gradi di libertà corrispondenti ai cavi di ancoraggio.

3. Determinazione Iterativa di una Superficie di Equilibrio

Poiché necessariamente la superficie determinata dal metodo dei quadrati minimi non è una superficie di equilibrio, viene usata una tecnica iterativa, per trovare la superficie di equilibrio, con la risoluzione di una serie di equazioni nonlineari. La parte centrale del programma del computer è la procedura iterativa che linearizza la serie di equazioni di equilibrio e determina una serie di spostamenti incrementali. Questi spostamenti incrementali vengono sommati alle coordinate originali e la nuova geometria viene così controllata per l'equilibrio; quando la forza non-bilanciata per ogni nodo diventa inferiore a uno specifico valore (che qui fu stabilito di 10^{-5} Mp) la ripetizione è terminata e la geometria finale definisce la superficie di equilibrio. Con il moderno computer, il numero di equazioni simultanee che si possono risolvere dipende più da considerazioni economiche che dalle capacità del computer.

4. Studio dei Carichi di copertura

Dato che si possono creare elevate forze nonbilanciate nel caso che il carico esterno (per esempio neve) venga applicato alla struttura con procedura iterativa, il carico esterno viene applicato in quantità differenziale per evitare difficoltà matematiche. Il carico viene incrementato in una serie di passi prima che l'intero carico esterno gravi sulla struttura, nella posizione di equilibrio che è già stata verificata dalla procedura iterativa descritta sopra. Varie condizioni di carico possono essere esaminate, inclusa la neve, sulla intera struttura; carichi di neve su una sola parte della struttura, carichi dovuti al vento e alla temperatura. Inoltre il programma ha la capacità di determinare l'influenza degli errori di fabbricazione nella distribuzione della tensione lungo la griglia.

5. Trame automatiche e Sviluppo dei Sistemi del Computer

Dato il grande numero di elementi e punti nodali spesso usati per le strutture a rete di cavi, è necessario che sia disponibile una visualizzazione del sistema per scoprire possibili errori nella geometria e nella distribuzione della tensione. Il sistema corrente sviluppato all'Institute for Static and Dynamics of Aeronautical and Space Construction può usare sia una linea a trama che una trama stampata per dare una chiara restituzione grafica della struttura. Un ulteriore sviluppo che può essere usato non solo per eliminare errori, ma anche per modificare la struttura a ogni stadio del progetto, è un sistema iterativo di analisi grafica che permette all'architetto o all'ingegnere di comunicare direttamente col computer.

6. Estensione del programma

La funzione finale del programma del computer è di offrire i risultati in una forma utilizzabile dall'ingegnere. Questo può includere dati come la distribuzione delle tensioni, le deviazioni per i vari carichi di copertura, e le variazioni d'angolo tra i vari cavi che possono interessare l'installazione di pannelli che coprono la trama a griglia dei cavi.
Per strutture grandi e complicate come la Sporthalle, la descrizione della geometria iniziale è molto importante. Il modello architettonico in scala che servì come base per le analisi, fu costruito all'Institute for Lightweight Tension Structures at the University of Stuttgart. Le misure del modello furono eseguite dall'Institute for the Application of Geodesy in Civil Engineering, anch'esso parte dell'Università di Stoccarda, e servirono come punto di partenza per le analisi. Usando una maglia di 3 metri $\times$ 3 per la grigia, la Sporthalle risulta avere circa 6600 elementi e 3500 punti nodali con circa 105000 gradi di libertà.
È interessante notare che all'inizio dello stadio di sviluppo del programma del computer occorsero circa 200 minuti per un ciclo ripetitivo che includesse l'assemblaggio della durezza della struttura matrice e il carico vettore e la soluzione del sistema delle equazioni lineari; con l'esperienza, e con l'applicazione delle più avanzate tecniche programmatiche questo tempo fu ridotto a 20 minuti.
Altre griglie pretese che sono state calcolate al nostro Istituto sono le seguenti:

I. Niedersachsenstadion in Hannover

La griglia qui è sostenuta da un arco di circa 240 metri di apertura. Per questa struttura, non è stato necessario nessun modello perché i dati della geometria iniziale furono determinati con l'aiuto delle funzioni analitiche. Per la simulazione del sostegno dell'arco, fu costruito un elemento a trave nei programmi del computer in aggiunta all'elemento a fascio, anche per permettere di esaminare grandi estensioni. La griglia fu inizialmente verificata con una maglia di 6 metri di apertura, e più tardi con una di 3 metri di apertura. Il numero di spostamenti non calcolabili ammontava a 3200 per la griglia di 3 metri, tenuto conto delle condizioni di simmetria. L'accomodamento finale, con una maglia di un metro di apertura, dà approssimativamente 24000 incognite.

II. Copertura per gli Stands a Est dell'Olympic di Monaco

La griglia si basa sullo stesso principio usato per il tetto a ovest dello stadio. La pretensione e i carichi di copertura furono verificati su una griglia a maglia di 3 metri di apertura. Il numero di spostamenti non calcolabili fu di 2150. L'assetto finale desiderato di 0,75 metri di apertura della griglia sarà determinato esattamente, comunque, poiché la griglia di 3 metri è interpolata linearmente e, di conseguenza riconducibile alla sua posizione di equilibrio.
Ulteriore sviluppo del programma: con lo stesso criterio dei sistemi di programma sviluppati dal nostro Istituto per l'ASKA e per la DYNAM (6), sarà pure sviluppato un sistema opportuno per il lavoro a griglia pre-tesa. Inizialmente altri elementi saranno incorporati nel sistema, in aggiunta agli elementi a trave e a fascio. Così, per esempio, elementi a membrana triangolare e quadrangolare che possono simulare una copertura a membrana sulla griglia, includendo la considerazione di effetti anisotropi. La soluzione di altri importanti problemi – ricerca della forma o geometria iniziale, vibrazioni, e dinamica dei carichi del vento – che sono già stati esaminati nel nostro Istituto, saranno incorporati nel sistema generale del programma per computer. Nel frattempo, nel nostro Istituto, si è formato un gruppo di ricerca che è sostenuto dal German Research Council (Deutsche Forschungsgemeinschaft SFB-64). B. Bichat (13), E. Haug (21), W. Knudson (15) e D. Nagy (22) lavorano in questo gruppo.
Per ultimo, notiamo che i calcoli per la statica di trame a griglia pre-tesa sono quasi impossibili senza l'uso di grandi installazioni di computers. Nonostante la piena automazione dei metodi di calcolo, comunque, solo una parte del lavoro viene fatta dal computer, e si richiede ancora all'ingegnere di svolgere una parte attiva durante i calcoli.

Klaus Linkwitz

NUOVI METODI PER LA DETERMINAZIONE DEGLI SCHEMI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE RETI IN CAVO PRETESE E LORO APPLICAZIONE ALLE STRUTTURE DI COPERTURA PER I GIOCHI OLIMPICI DI MONACO

(Conferenza tenuta a Tokyo, e ripresa da The Proceedings of the IASS Symposium, Tokyo, ottobre 1971)

INTRODUZIONE

I progetti presentati alla giuria – presieduta dal professor Egon Eiermann di Karlsruhe – per le strutture e la sistemazione dell'area destinata allo svolgimento delle XX Olimpiadi, a Monaco, furono 102: e il primo premio fu attribuito al progetto degli architetti Behnisch & Partners. La giuria tuttavia non riuscì ad esprimere un giudizio definitivo circa la realizzazione della grande copertura a tenda in cavi pretesa, che gli autori del progetto vincente avevano proposto sopra la tribuna occidentale dello stadio, la piscina, la palestra e sugli spazi intermedi tra lo stadio e la palestra.

Dopo una prima decisione favorevole a questa soluzione, presa nel giugno del '68, dubbi e critiche ebbero il sopravvento. Infine, nell'agosto del '68, si rimise in discussione l'intera questione, se cioè si dovesse realizzare la soluzione a reti pretese, oppure un altro tipo di copertura. Ma ormai il tempo che rimaneva prima della data d'inaugurazione dei giochi era talmente breve – e le decisioni da prendere preliminarmente erano così numerose – che in pratica non era più possibile adottare delle soluzioni alternative. Di conseguenza, il lavoro di cantiere e quello, complesso, di elaborazione del progetto si sovrapposero l'uno all'altro: di qui ebbero origine quelle complicazioni e quelle difficoltà che hanno afflitto praticamente sino ad oggi la società per la realizzazione delle opere per i giochi olimpici, gli architetti, gli ingegneri e gli appaltatori. Uno dei problemi più complicati, era quello di determinare lo schema di fabbricazione della rete. Inizialmente, questo problema venne affrontato durante una serie di riunioni con Frei Otto e il suo gruppo – consulente per tutte le questioni concernenti la rete in cavi – e con F. Leonhardt e J. Schlaich e il loro gruppo –, cioè gli ingegneri responsabili dell'esecuzione delle opere –. In seguito, il compito dello studio di tale schema fu affidato all'estensore di queste note, e al suo gruppo.

OSSERVAZIONI GENERALI SUI METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLO SCHEMA DI DIMENSIONAMENTO DEI CAVI

La definizione dello schema comporta la determinazione della lunghezza di tutti i cavi e spezzoni di cavo, da tagliare per la confezione della rete. Inoltre, comporta la rappresentazione grafica a grande scala, ed in vera grandezza – cioè eliminando le distorsioni introdotte dalla curvatura tridimensionale delle reti – delle fasce perimetrali della copertura.

Prima dell'esperienza di Monaco, i dati necessari alla definizione di tale schema, venivano dedotti direttamente – e solamente – dai modellini in filo di ferro, così come fu fatto per il padiglione germanico all'esposizione di Montreal del 1967. Il metodo seguito in quel caso consisteva nel prendere delle foto delle fasce perimetrali, a distanze costanti e mantenendo l'asse ottico dell'apparecchio fotografico approssimativamente perpendicolare alla superficie della rete. Gli ingrandimenti fotografici delle riprese così effettuate, venivano successivamente montati a mosaico, e tradotti su carta trasparente, ottenendo così una rappresentazione piana pressoché esente da distorsioni. Tutte le lunghezze e gli angoli dei cavi della zona della copertura corrispondente alla fascia perimetrale non piana, vennero quindi misurate graficamente. La lunghezza dell'intero cavo veniva quindi determinata contando il numero di maglie sul modello, e aggiungendo poi la dimensione dei due tratti terminali del cavo, quali risultavano dalla rappresentazione cartografica « corretta ».

In un primo tempo si pensò di procedere nell'identico modo anche a Monaco, e di determinare lo schema di dimensionamento dei cavi a partire dai modelli in filo di ferro sottile, in scala 1:125. La misurazione doveva venire effettuata con procedimento stereofotogrammetrico: successivamente, le coordinate spaziali misurate di tutti i nodi e punti di riferimento della rete (1), la lunghezza di tutti i cavi e dei seggenti di cavo compresi tra i nodi – dei quali è costituita la rete e la struttura primaria – possono essere calcolate mediante semplici formule di geometria differenziale. Questa procedura è soddisfacente solo se possiamo assumere che sia i modelli che la misurazione delle coordinate, qualunque sia il metodo seguito, sono esenti da errore. In realtà, le geodesia e le scienze sperimentali ci insegnano che l'esattezza è un concetto mentale, che non ha riscontro nella realtà fisica. Pertanto, le coordinate spaziali misurate descrivono l'esatta configurazione teorica della rete, solo approssimativamente e possono essere utilizzate per determinare le dimensioni dei cavi, solo come dato di partenza. Sulla base di calcoli empirici delle tolleranze necessarie, e di controlli dei valori teorici ottenuti inizialmente, fu possibile arrivare alla conclusione che procedere al dimensionamento degli elementi della rete nel modo diretto e piuttosto semplice sopra accennato, avrebbe condotto ad affrontare dei rischi intollerabili nella prefabbricazione e nel montaggio della rete. Il valore di pretensione dei cavi, andava realizzato con una tolleranza solo del 15 % per prevenire l'effetto di scarico dei cavi sospesi, sotto l'azione di eventuali pesanti sovraccarichi. La tolleranza indicata, corrisponde ad una variazione di 10 mm in un cavo lungo 50 m, secondo la formula di Hooke. Il metodo seguito a Montreal dovette quindi essere abbandonato nel corso dei lavori di esecuzione, con gravi conseguenze. Seguì un periodo di crisi, dal quale si uscì adottando la soluzione di procedere in modo diverso per le diverse parti della copertura.

DETERMINAZIONE DELLO SCHEMA DI DIMENSIONAMENTO DEI CAVI ATTRAVERSO MISURAZIONI EFFETTUATE SUI MODELLI

Misurazioni con metodi fotogrammetrici

I metodi di questo tipo che vennero utilizzati – descritti per esteso nel testo del riferimento bibliografico n. 5 – sono, in breve, i seguenti:

Vennero scattate delle fotografie, del formato 13 × 18, con un apparecchio del tipo GALILEO VEROPLAST o con uno appositamente costruito dall'autore di queste note, utilizzando parti dell'apparecchio SINAR NORMA, di tipo commerciale.

Prima di effettuare le riprese, si dovettero preparare i modelli, sui quali scattare le foto: molti dei punti di riferimento della rete, infatti, – le estremità superiori ed inferioni dei piloni e delle antenne – non erano visibili dal punto di ripresa, situato 3 metri sopra il modello. Si dovette quindi segnalarli con piccoli spilli e fascette di metallo, per poter determinare le coordinate di ogni punto di riferimento del sistema di copertura, mediante misurazioni indirette e calcoli. Punti di controllo, sia in pianta che in alzato, furono materializzati sul modello e misurati geodeticamente prima di ogni serie di riprese fotografiche, con una precisione da ± 0,1 a ± 0,2 mm. Infine, dal momento che l'apparecchio fotografico costruito in laboratorio si dimostrò sfortunatamente non sufficientemente stabile, si dovettero calcolare le tarature per ogni serie di stereo-foto. Per la misurazione dei modelli degli schemi di dimensionamento, venne impiegato il comparatore stereoscopico ZEISS tipo PSK. In questa sede tralasceremo di riferire sulle operazioni di misurazione eseguite sui modelli di tulle e sui modelli statici, utilizzati nelle prime fasi del lavoro per determinare la configurazione geometrica della rete e per studiare il comportamento di essa sotto carico. Furono messi a punto dei programmi in linguaggio ALCOL e FORTRAN, per l'uso di calcolatori TELEFUNKEN TR 4 e CONTROL DATA CDC 6600, per trasformare le coordinate bidimensionali misurate fotograficamente, in coordinate spaziali, con le regole della fotogrammetria analitica. Come risultato delle operazioni di misurazione e di calcolo, si ottennero le coordinate spaziali di tutti i nodi delle reti – con una maglia di 3 m invece che 75 cm, meno fitta quindi di come sarebbe stato realizzato in realtà – e di tutti i punti di riferimento del sistema, che vennero riportate su liste ma anche su schede perforate, in vista di elaborazioni ulteriori.

Metodi geometrico-matematici per correggere le misurazioni ottenute dal modello

Attraverso l'impiego di questi metodi, le misure delle coordinate vengono corrette dagli errori statistici, effettuando una verifica di compatibilità basata sulle proprietà geometriche di una rete a cavi pretesa.

Tali criteri sono:

— Per le condizioni di equilibrio e per il fatto che ogni singolo tratto di cavo compreso tra due nodi è sottoposto ad uno sforzo di tensione, una serie di cavi è « appesa », e una serie – incrociata sulla prima – è « portante ». Pertanto, in ciascun punto di inserzione, materializzato da un nodo, la curvatura della superficie della rete, rappresentata dai nodi intervallati fra loro, è « anticlastica ». Ciò significa che la curvatura – guardando la rete da sopra – è concava lungo i cavi « appesi » e convessa lungo i cavi « appoggiati ». Così, la curvatura calcolata nel tratto di cavo compreso tra due punti successivi di coordinate note e calcolate, deve sempre risultare concava nei cavi appesi, e convessa in quelli appoggiati, e le misure ottenute in prece-

(1) *Per punti di riferimento della rete, si intendono le intersezioni dei cavi perimetrali – materializzate da giunti in acciaio fuso – con le estremità inferiori e superiori dei piloni e delle antenne, e i punti di ancoraggio, che nel loro insieme costituiscono la struttura geometrica primaria della rete di cavi.*

denza debbono venire corrette in modo che tale condizione sia verificata.
— Nel modello, le parti interne di tutte le reti presentavano una lunghezza di maglia di 24 mm, corrispondenti a 3 m in scala al vero, nell'ipotesi che fossero sollecitate tutte in modo uniforme, in fase di pretensione. Di conseguenza, le coordinate dei nodi della parte interna della rete potevano venire corrette applicando il metodo dei minimi quadrati, per imporre la condizione di equidistanza delle maglie.
— Passando da un nodo al successivo, sui cavi perimetrali, la curvatura del cavo deve sempre presentarsi concava, e modificarsi in modo continuo. Così pure in modo continuo devono cambiare i valori degli sforzi di torsione. Queste condizioni vennero verificate portando ad ulteriori correzioni delle misurazioni originariamente ottenute.
— Infine, la rete del modello, con una maglia di 24 mm – rappresentativa dei 3 m al vero – venne infittita mediante interpolazione spaziale non lineare, sino a portarla ai 75 cm di maglia corrispondente alla rete da eseguire in realtà; l'operazione si rivelò piuttosto difficile: un'interpolazione diretta è possibile solo nelle parti interne della rete, mentre nelle fasce adiacenti ai cavi terminali, dove le lunghezze dei cavi presentano lunghezze tra loro differenti, l'estrapolazione per infittire la maglia della rete deve essere effettuata con riferimento al cavo perimetrale.
Come risultato di queste correzioni, per la realizzazione delle quali vennero elaborati degli appositi programmi di calcolo, si ottennero dei valori per le coordinate che si potevano ritenere più soddisfacenti, e su tali valori venne basato il calcolo dello schema di dimensionamento della rete.

LO SCHEMA DI DIMENSIONAMENTO DEDOTTO ATTRAVERSO L'IMPIEGO DI UN NUOVO METODO DI CALCOLO ANALITICO DELLE RETI A CAVO PRETESE

Quando i gruppi di ingegneri e di architetti degli studi G. Behnisch, Frei Otto, Fritz Leonhardt e dell'autore di queste note, cominciarono a lavorare nel 1968, nessuno aveva mai calcolato analiticamente reti così grandi, e di conseguenza non ci si poteva basare su nessuna esperienza precedente. Le prime proposte per affrontare questo difficile problema, vennero avanzate in un rapporto non pubblicato dovuto a Biguinet (vedi rif. bibl. n. 2), che faceva parte del gruppo Leonhardt, e poi riprese dal capogruppo J. Schlaich, e discusse con J.H. Argyris – che sviluppò il metodo degli elementi finiti – e con D. Scharpf, dell'istituto di statica e areodinamica delle strutture areonautiche, dell'Università di Stoccarda. Tutto ciò portò allo sviluppo di un sistema di programmi per il calcolo per via analitica della copertura della palestra, utilizzando come valori iniziali, le coordinate ottenute dalle misurazioni fotogrammetriche (vedi rif. bibl. n. 1).
Indipendentemente da ciò, l'autore di queste note, insoddisfatto di un metodo di correzione delle misurazioni puramente geometrico, facendo delle ricerche sulla teoria delle correzioni e dopo aver studiato le analogie esistenti tra il metodo di correzione dei minimi quadrati, e i procedimenti di calcolo degli elastomeccanici, già da tempo aveva concepito anche l'idea di un procedimento di calcolo analitico esatto, che discusse a lungo con un suo collaboratore di istituto, il matematico H.-J. Schek. Ne risultò un nuovo metodo di calcolo, che trasformato in un sistema di programma per l'elaborazione, fu applicato per la determinazione dello schema di dimensionamento della copertura dello stadio e delle parti intermedie. Il metodo (descritto in dettaglio nel testo indicato in bibliografia col n. 6) è qui di seguito schematicamente riassunto nelle sue caratteristiche fondamentali.
Nel calcolo analitico delle reti di cavi, la superficie, rappresentata dai punti discreti costituiti dai nodi, viene interpretata come la configurazione geometrica di una situazione di equilibrio: in ogni nodo, nel quale sono connessi quattro cavi nel caso della parte interna della rete, e tre cavi nel caso della parte perimetrale, le corrispondenti forze di tensione sono in equilibrio. La configurazione geometrica di questa situazione di equilibrio è nota, e il problema della sua determinazione è risolvibile se sono note le coordinate di tutti i nodi e dei punti di riferimento del sistema strutturale, e le forze presenti in ogni elemento di cavo. Quindi, le lunghezze di tutti gli elementi di cavo sotto tensione nulla, possono essere calcolate a partire dalla legge di Hooke.
Ai fini del calcolo, si assume che i cavi e gli elementi di cavo compresi tra due nodi adiacenti, non sono interessati da sforzo di flessione. Quindi, la rete di cavi viene sostituita da una struttura spaziale connessa da puntine, e formata da tiranti collegati tra loro da giunti senza attrito. Per l'ipotesi di carico che corrisponde alla situazione di pretensione in assenza di carichi esterni – che è quella cui corrisponde lo schema di dimensionamento ricercato – il peso proprio della rete viene trascurato, e vengono considerati nulli tutti i carichi esterni, tranne che nei punti di riferimento del sistema strutturale dove sono applicati cavi di ancoraggio. Ponendo il modulo di elasticità $= E$; la superficie della sezione di un elemento di cavo, pari alla sezione del tirante sostitutivo $= F$; il valore della deformazione elastica di un elemento di cavo sottoposto all'azione di tensione di forza $s, = v$; la sollecitazione presente in ogni elemento di cavo j compreso tra due successivi nodi i e k – nella situazione di carico corrispondente alla pretensione può essere calcolata con la legge di Hooke, come differenza tra la distanza reale

$$w_j = \sqrt{(x_k-x_i)^2+(y_k-y_i)^2+(z_k-z_i)^2}$$

e la lunghezza dell'elemento scarico, l_j,

$$v_j = w_j - l_j = \sqrt{(x_k-x_i)^2+(y_k-y_i)^2+(z_k-z_i)^2} - l_j \quad (1)$$

$$s_j = v_j \cdot \frac{E_j F_j}{l_j} = v_j \frac{h_j}{l_j}$$

A partire dalla (1), si è tentati di seguire ora il metodo degli spostamenti, costruire le matrici di rigidità, e trovare la soluzione.
Assumendo che le coordinate approssimate x_{oi}, y_{oi}, z_{oi} e x_{ok}, y_{ok}, z_{ok} siano note, possiamo svolgere in forma lineare la (1) con uno sviluppo di Taylor,

$$v_j = \frac{x_k-x_i}{w_j}\Delta x_k + \frac{y_k-y_i}{w_j}\Delta y_k + \frac{z_k-z_i}{w_j}\Delta z_k - \frac{x_k-x_i}{w_j}\Delta x_i - \frac{y_k-y_i}{w_j}\Delta y_i - \frac{z_k-z_i}{w_j}\Delta z_i + \underbrace{\sqrt{(x_{oi}-x_{ok})^2+(y_{ok}-y_{oi})^2+(z_{oi}-z_{ok})^2}-l_j}_{w_{oj}} \quad (2)$$

oppure, in matrici

$$v = A \cdot d + w_o - l \quad (2^*)$$

$$v = A \cdot d + f$$

ed ottenere così un'espressione nella quale gli allungamenti del cavo v, sono funzione lineare degli spostamenti delle coordinate d, e – nella terminologia del metodo degli spostamenti – la matrice A in (2) trasforma gli spostamenti d del sistema, negli spostamenti degli elementi v, e assicura la loro compatibilità. A quindi presenta un numero m (= al numero di elementi di cavo) di righe e un numero $3n$ (= pari al numero delle coordinate componenti, in una rete di n punti) di colonne; w_o e L sono vettori, ciascuno di m elementi. Disponendo i fattori di Hooke $E_j F_j = h_j$ nella matrice diagonale H e le lunghezze degli elementi scarichi l_j nella matrice diagonale L, possiamo scrivere la legge di Hooke nella forma $s = H L^{-1} \cdot v$. Con la matrice, nota, A possiamo immediatamente stabilire le condizioni di equilibrio per ciascun nodo, usando la matrice di transizione A' essendo

$$A's = O \quad \text{(nessun carico esterno)}$$

oppure

$$A's = g \quad \text{(carichi esterni)}$$

e, dal momento che $s = H L^{-1} v$,

$$A'HL^{-1} v = O \quad (3)$$

Sostituendo non il vettore v degli allungamenti degli elementi, ma gli spostamenti d della coordinate, secondo la (2*), otteniamo il noto sistema di equazioni lineari

$$(A'HL^{-1}A)\, d - A'HL^{-1}(w_o - l) = O \quad (4)$$

Sfortunatamente, queste equazioni non ammettono soluzione, perche $(A'HL^{-1}A)$ è singolare, in quanto il numero m di segmenti di cavo è più piccolo del numero $3n$ degli spostamenti che si vogliono determinare: il sistema è geometricamente indeterminato. Il motivo fondamentale per cui non possiamo trovare una soluzione col semplice metodo degli spostamenti, è tuttavia sostituito dal fatto che applicando questo metodo riguardiamo al nostro problema come ad un problema di tipo lineare, e sostituiamo quindi troppo presto il problema in realtà non lineare, con relazioni di tipo lineare.
Riprendendo di nuovo l'equazione fondamentale (1), possiamo arrivare ad una soluzione unica se ragioniamo in modo un poco più esatto. È sicuro che lo sforzo di sollecitazione presente in ciascun segmento di cavo – cioè elemento del sistema – è

$$u_j = \frac{1}{2} v_j \cdot s_j$$

oppure, sostituendo alle forze, con la legge di Hooke, le deformazioni elastiche

$$u_j = \frac{1}{2} v_j^2 \cdot \frac{E_j F_j}{l_j} = \frac{1}{2} v_j^2 \cdot \frac{h_j}{l_j}$$

Poiché il sistema totale consiste di m segmenti di cavo, l'energia complessiva di tale sistema nella situazione di pretensione, deve essere

$$\mathcal{L} = \frac{1}{2}\sum_{j=1}^{m} v_j^2 \cdot \frac{h_j}{Z_j} = \frac{1}{2}\, v' H L^{-1} v = \tag{5}$$

$$= \frac{1}{2}(w'-l')\, HL^{-1}(w-l) = \frac{1}{2}(w'-l')\cdot s$$

dove H e L^{-1} sono matrici diagonali con per elementi rispettivamente $h_j = E_j \cdot F_j$ e $1/l_j$. Nella (5) abbiamo espresso l'energia come una funzione delle coordinate del sistema di punti di riferimento – esse sono contenute nel vettore di radice w – e delle lunghezze degli elementi non deformati l o come funzione delle coordinate del sistema e delle forze di tensione elementare s.

Nella situazione di equilibrio, questa energia deve essere minima. Differenziando rispetto alle coordinate variabili del sistema, X, otteniamo le equazioni di equilibrio *non lineari*,

$$A's = O, \quad or \quad A'HL^{-1}(w-l) = O, \quad or \quad A'HL^{-1}\, v = O \tag{6}$$

che costituiscono ora il punto di partenza per ulteriore ricerca e, in particolare, per trovare una soluzione pratica.

A quest'ultima si può arrivare in due modi differenti:

a) Dando soluzione numerica alla (6), con un procedimento di iterazione «NEWTON». Se nella (6) consideriamo le lunghezze l degli elementi scarichi, note, abbiamo allora, in una rete con n nodi, $3n$ condizioni non lineari di equilibrio per la determinazione delle $3n$ coordinate incognite X, dei nodi. Introducendo le coordinate approssimate $x_o = x - d \Rightarrow x_o + d = x$ e svolgendo in forma lineare la (6) con uno sviluppo di Taylor, – dobbiamo qui osservare che w non è funzione di x – otteniamo dopo alcuni calcoli e ricorrendo ad alcuni artifici matematici (descritti nella ref. bibl. n. 6) le equazioni lineari,

$$A'HW^{-1}A + D)\cdot d = AHL^{-1}(w_o - l)/x_o \tag{7}$$

che possono essere risolte per successive iterazioni.

È interessante notare che nella (7) ritroviamo parti del nostro sistema (4), ottenuto applicando semplicemente il metodo degli spostamenti: se nella (7) poniamo $D = O$ e $W^{-1} \approx L^{-1}$, ricaviamo proprio le equazioni (4).

Come coordinate iniziali necessarie per risolvere la (7), si possono utilizzare i valori ottenuti con le misurazioni sul modello, oppure quelli ottenibili con lo sviluppo delle reti attraverso il calcolo all'elaboratore per le superfici di tipo iperbolico.

L'applicazione pratica della (7) può tuttavia comportare ancora qualche difficoltà. Quando si effettua il calcolo a partire dai valori iniziali x_o, la condizione $w > l$ non è in generale soddisfatta ai primi livelli dell'iterazione numerica. Si incontrano forze di compressione, la rete viene pesantemente distorta durante il processo di calcolo, e la convergenza viene alterata o non realizzata affatto. Ma anche se la convergenza è discreta, il metodo non può ritenersi completamente soddisfacente, dal momento che tutte le lunghezze l di tutti gli elementi di cavo non deformati perché scarichi, debbono essere note, – mentre sono proprio tali lunghezze che devono essere determinate nella fascia perimetrale, quando si procede al calcolo per la definizione dello schema di dimensionamento della rete – e quindi sono solo misure stimate quelle che possono essere introdotte nei calcoli. È solo dopo aver soddisfatto alle condizioni di equilibrio e dopo che tutte le forze sono note, che si può decidere se lo schema di dimensionamento stimato, è stato utile o meno.

A partire ancora dalla (6) e in modo analogo, possiamo derivare un sistema lineare nel quale al posto dell'insieme di lunghezze l degli elementi non deformati, introduciamo tutte le forze s.

$$(D - A'SW^{-1}A)\cdot d = -A's/x_o \tag{8}$$

Infine, lunghezze e forze possono essere combinate in modo tale che le lunghezze l_r degli elementi scarichi vengano introdotti in corrispondenza alla parte interna I della rete, e le forze S_B, alla parte costituita dalle fasce irregolari terminali, B:

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - A'_B S_B W^{-1} A_B)\, d = A'_I H_I L_I^{-1}(w_o - l_I) - A'_B s_B / x_o \tag{9}$$

A partire dalle coordinate fotogrammetriche ricavate dai modelli, sono appunto questi dati – cioè lunghezze e forze di valore prefissato costante – che sono stati usati da Argyris/Scharpf nel loro metodo di calcolo della copertura della palestra (vedi rif. bibl. n. 1).

b) Soluzione numerica della (6) combinando le condizioni di equilibrio elastomeccaniche con una procedura di compensazione secondo il metodo dei minimi quadrati.

Ritornando di nuovo alle equazioni (7) e (8) o alla combinazione (9), possiamo caratterizzarle nel modo seguente: a partire dalle coordinate iniziali x_o, si calcola una configurazione geometrica di equilibrio $x = x_o + d$, dati o una serie prefissata di m lunghezze l_I non deformate, o una serie di m valori delle tensioni delle forze S oppure, usando la (9), una serie data di p lunghezze non deformate l_I e di q forze S_B, – essendo $p + q = m$. Dal momento che sia le forze o le lunghezze o la combinazione di entrambe, non sono note all'inizio del calcolo, esse devono venire stimate, e in relazione alla compatibilità di questa stima con la configurazione geometrica iniziale x_o, la configurazione finale $(x_o + d)$ si discosterà più o meno da x_o. Così non solo la ricerca delle condizioni di equilibrio attraverso alla risoluzione pratica della (9), ma anche il calcolo delle successive configurazioni di equilibrio, costituiscono un processo iterativo, che va ripetuto per tentativi fino a che si trova una combinazione soddisfacente di configurazioni geometriche x – in relazione ai desideri dei progettisti e alle limitazioni di carattere geometrico imposte dalle esigenze di pratica realizzazione – e di forze S – compatibilmente con le dimensioni dei cavi, la necessità che le forze siano il più possibile uniformemente distribuite e la condizione che anche sotto carico nessun cavo risulti scarico. Quindi, nella pratica, l'applicazione di soluzioni tipo Newton a reti di grandi dimensioni, può risultare noiosa e snervante.

Questi inconvenienti possono venire ridotti affrontando il nostro problema di calcolo da un punto di vista differente e con una concezione diversa. L'autore di queste note essendo un esperto in geodesia e il suo collaboratore H.-J. Schek un matematico, entrambi erano abituati a manipolare dati in problemi di natura geodetica e a correggere questi dati con il metodo dei minimi quadrati. Una volta che furono ottenute le coordinate di tutti i nodi dalle misurazioni fotogrammetriche effettuate sui modelli dello schema di dimensionamento, e anche le lunghezze di una certa quantità di segmenti di cavo e di forze – nel medesimo modo – apparve chiaro che tutti i dati ottenuti erano affetti da errore e potevano essere considerati campioni solo in senso statistico. Dopo aver derivato le equazioni di equilibrio, sembrò normale inserire questi dati misurati nelle equazioni (6), e verificarli quindi tentando di vedere se soddisfacevano tali equazioni. Naturalmente, essi non le soddisfacevano – ma, di nuovo, questo era un risultato molto comune, dal momento che anche nelle operazioni di triangolazione i dati misurati non soddisfano, all'inizio, certe equazioni che impongono relazioni di tipo geometrico. Pertanto, le equazioni non lineari di equilibrio elastomeccanico, possono essere intese come equazioni non lineari di condizioni nel senso della teoria della compensazione, attraverso il principio dei minimi quadrati: ogni serie di coordinate, forze e lunghezze che soddisfano la (6) e che sono quindi compatibili, appartengono ad una certa configurazione di equilibrio, che è unica. Per cominciare, nella (6) le coordinate, le lunghezze e le forze sono tutte considerate incognite – e di conseguenza il sistema di equazioni è indeterminato – e a partire dai valori iniziali stimati o misurati, $x_o = x - D$ per le coordinate, e $S_o = S - \Delta S$ per le forze, si calcola quella configurazione di equilibrio che soddisfa alla condizione minima

$$d'\, B_1 d + \Delta s'_B B_2 \Delta s_B = > min$$

dove B_1 e B_2 sono matrici diagonali ponderate arbitrarie. Come risultato, di tutte le coppie compatibili di x, s viene determinata quella che presenta il discostamento quadratico minimo dai valori iniziali x_o, s_o. In relazione alla scelta arbitraria dei coefficienti di ponderazione introdotti in B_1 e B_2, si trova un configurazione di equilibrio che assomiglia da vicino o alla configurazione iniziale x_o o alla distribuzione iniziale di forze s_o.

Le equazioni fondamentali sono le seguenti: assumendo, – come era stato fatto per lo sviluppo della (9) – che per la parte interna della rete I, le lunghezze degli elementi scarichi l_B sono date e che per la zona perimetrale B le forze s_B verranno ricavate, le equazioni di equilibrio, per la (6) sono

$$A'_I H_I L_I^{-1}(w_I - l_I) + A'_B s_B = O \tag{10}$$

che sono ora riguardate come equazioni non lineari di condizione per $x = x_o + d$ e $S_B = S_{oB} + \Delta S_B$.

In forma lineare, con uno sviluppo di Taylor, si ricavano le equazioni

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - A_B S_B W_B^{-1} A_B)\, d + A'_B \Delta s_B = u$$

dove

$$u = -[A'_I H_I L_I^{-1}(w_{oI} - l_I) + A'_B s_{oB}] \tag{12}$$

con le abbreviazioni

$$(D_I + A'_I H_I W_I^{-1} A_I + D_B - A'_B S_B W_B^{-1} A_B) = C'_I \tag{13}$$

abbiamo ora il problema della compensazione: rendiamo minimo

$$d'\, B_I d + \Delta s'_B B_2 \Delta s_B = > min$$

osservando le condizioni (di equilibrio)

$$C'_I\, d + A'_B \Delta s_B = u \qquad \uparrow (11)$$

La soluzione di questo problema è

$$d = B_1^{-1}C_I(C'_IB_1^{-1}C_I + A'_BB_2^{-1}A_B)^{-1} \cdot u \qquad 14)$$

$$\Delta s_B = B_2^{-1}A_B(C'_IB_1^{-1}C_I + A'_BB_2^{-1}A_B)^{-1} \cdot u$$

Se i coefficienti di B_2 vengono scelti molto grandi rispetto a quelli di B_1 le misure o le stime delle forze sono mantenute esattamente, e i risultati sono gli stessi che col procedimento « Newton ».
Per questo nuovo metodo di calcolo, fu elaborato un nuovo sistema di programmi per il CDC 6600, che fu applicato con successo per il calcolo dello schema di dimensionamento della copertura dello stadio e delle parti intermedie. Si dovettero risolvere sistemi di equazioni con fino a 6500 incognite. Dal momento che il problema fondamentale è non di tipo lineare, una configurazione di equilibrio veniva trovata in genere dopo da 4 a 10 stadi di iterazione. A causa della larghezza della fascia nelle matrici, i tempi di calcolatore utilizzati furono piuttosto alti.

ALCUNE OSSERVAZIONI SULLA RAPPRESENTAZIONE IN PROIEZIONE ORIZZONTALE DELLO SCHEMA DI DIMENSIONAMENTO

Per quanto riguarda la rappresentazione grafica degli schemi di dimensionamento, le coordinate spaziali dei nodi nella parte perimetrale della rete – i cui valori erano il risultato di misurazioni, misurazioni e calcolo o solo calcolo – si dovettero rappresentare, con macchine da disegno automatiche, alla scala 1:10, riducendo al minimo possibile le deformazioni. Furono usati due metodi, per i quali si dovettero anche elaborare nuovi sistemi di programma.
Per la palestra, la piscina e lo stadio, le coordinate vennero proiettate ortogonalmente su piani di compensazione, la posizione dei quali nello spazio era regolata in modo tale da rendere minima la somma delle distanze quadratiche ponderate, tra punti e piano. In genere, si resero necessari da otto a dieci disegni per ogni zona perimetrale, la sovrapposizione dei quali venne determinata su disegni alla scala 1:125. Ciò nonostante, nelle zone a forte curvatura le distorsioni superavano il margine di accuratezza del disegno, e dovettero essere corrette manualmente.
Le istruzioni del calcolatore furono allegate a ciascun disegno, con tutte le informazioni sui dati ulteriormente necessari per trasformare tali disegni, in esecutivi adatti alla realizzazione da parte dei costruttori delle strutture.
Per quanto riguarda le parti intermedie della copertura, per le quali i calcoli per lo schema di dimensionamento erano stati effettuati sin dall'inizio secondo il nuovo metodo, fu adottata una soluzione differente: dal momento che in corrispondenza di ciascun nodo sul cavo terminale, sono solo tre le forze complanari presenti, una porzione ridotta del cavo terminale, e della rete, può essere rappresentata graficamente in modo diretto e senza distorsione. Componendo a mosaico una serie di tali rappresentazioni di regioni piane della rete – in prossimità appunto dei nodi – si ottiene una rappresentazione quasi conforme di tutta la striscia terminale della copertura. Così fu possibile rappresentare in tutta la sua estensione un cavo di bordo, su un disegno « interminabile ».
Per disegnare tutta la superficie – pari a 3800 mq (!) – degli schemi di dimensionamento, furono utilizzate le macchine da disegno tipo KINGMATIC e CONTRAVES.
Dal momento che tale lavoro andava portato a termine entro tempi estremamente brevi, si dovettero risolvere difficili problemi di esecuzione di controllo. Misure di controllo delle configurazioni geometriche e delle forze, effettuate sulle reti di cavi già realizzate a Monaco, hanno dato risultati che concordano perfettamente con quanto previsto dai calcoli.

Z. S. Makowski

STRUTTURE TRIDIMENSIONALI

INTRODUZIONE

Le strutture tridimensionali hanno ricevuto molta attenzione durante l'ultimo decennio. La tendenza all'impiego di questo tipo di strutture è in parte dovuta alla reazione alla diffusione delle strutture lineari, che ha caratterizzato il decennio precedente, ma soprattutto ai vantaggi che esse offrono dal punto di vista strutturale, in quanto combinano leggerezza e resistenza.
Le strutture tridimensionali sono particolarmente adatte alla realizzazione di coperture di grande luce, e negli ultimi anni sono state impiegate nella costruzione di edifici per esposizioni, assemblee, chiese, piscine e dei fabbricati industriali nei quali si richiedono vaste superfici coperte completamente sgombre. Se progettate correttamente, le strutture tridimensionali richiedono meno materiale dei sistemi di costruzione di tipo lineare, e possono risultare molto economiche.
La prima conferenza internazionale sulle strutture tridimensionali, venne organizzata dall'università di Surrey e tenuta a Londra nel 1966. Essa ha fornito l'occasione per fare il punto dei maggiori sviluppi nel campo delle strutture a scheletro tridimensionale fino al 1966 (Cfr. Bibliografia, 1).
In questa nota, dedicherò la mia attenzione solo alle tendenze e agli sviluppi manifestatisi negli ultimi cinque anni; colgo tuttavia anche l'occasione per un riesame delle previsioni fatte nel 1966, nel corso della conferenza, e per rilevarne, o meno, la conferma.
Le esposizioni internazionali stimolano i progettisti innovatori, fornendo loro l'occasione per tentare nuove forme costruttive e usare materiali e tecniche nuovi. L'esposizione del 1967 a Montréal e quella del 1970 ad Osaka costituiscono degli esempi tipici: rappresentano delle occasioni per documentare il progresso tecnologico e l'innovazione tecnica, cui si è arrivati. In entrambe le occasioni, le strutture tridimensionali hanno costituito l'attrazione fondamentale, dimostrando l'enorme influenza da esse esercitata sulla architettura moderna e l'ingegneria delle strutture.
Delle molte realizzazioni dell'expo di Montréal, tre esempi di strutture prefabbricate tridimensionali sono veramente rappresentativi: la cupola a due strati del padiglione americano, il sofisticato padiglione canadese, a più strati, e l'originale struttura del padiglione olandese, costruito con il sistema triodetico.
All'esposizione di Osaka, l'elenco delle strutture tridimensionali risulterebbe molto lungo – le strutture prefabbricate a due e più strati, e i diversi tipi di cupole controventate sono tutti esempi comprovanti l'enorme diffusione di questi sistemi.
La splendida struttura spaziale di Kenzo Tange per la piazza dei Festival, costituisce il pezzo principale di tutta l'esposizione. Struttura gigantesca, la sua dimensione stupisce, mentre i suoi dettagli sono affascinanti.
Essa costituisce un esempio classico di grigliato a due reticoli bidirezionali, lunga 292 metri, larga 108 e alta 30. Il peso totale dell'acciaio impiegato nella costruzione, è di 4800 tonnellate – la copertura fu montata a terra e sollevata mediante 48 marti netti per essere poi sostenuta da sei pilon tridimensionali.
Gli elementi tubolari principali che formano lo strato superiore ed inferiore, hanno il diametro di 500 mm, quelli diagonali, 400 mm. Tutti gli elementi sono collegati tra loro da sfere di 800 mm di diametro. Il grigliato è suddiviso in campate quadrate di 10,8 m di lato.
La tendenza alla prefabbricazione è crescente: le strutture tridimensionali possono essere realizzate con elementi prefabbricati assai semplici, in molti casi di forma e dimensioni standardizzate. Questi elementi prodotti in serie in officina, possono essere facilmente e rapidamente montati in sito da manodopera semi specializzata. La dimensione ridotta delle componenti rende molto semplici le operazioni di spostamento, trasporto e montaggio, e non si richiede in sito nessuna apparecchiatura per il sollevamento, di tipo pesante. In genere, la minuziosità dei controlli eseguiti in officina ha come risultato un'esecuzione ed una finitura accurate.
Passando in rassegna i più recenti sviluppi nel campo delle strutture tridimensionali risulta che i maggiori progressi sono stati compiuti nella prefabbricazione dei grigliati a due strati (o a due reticoli).

GRIGLIATI A DUE STRATI

I grigliati a due strati sono piuttosto importanti, perché sono stati frequentemente usati per coperture e, più di recente, per solai. Consistono di due piani di grigliato, sovrapposti parallelamente, e collegati tra loro

la elementi diagonali. Nella tavola I, sono riprodotti i sei principali tipi di grigliati a due strati in commercio, in tutto il mondo. Fondamentalmente, i tipi principali sono due: uno a traliccio, costituito da travi a traliccio verticali intersecantisi; l'altro, una vera e propria struttura tridimensionale, costituito da una combinazione di tetraedri, ottaedri o da piramidi di aste a base quadrata o esagonale.

Un buon esempio di grigliato a traliccio bidirezionale, è la copertura – terminata di recente, gennaio 1970 –, che è la più grande realizzata negli Stati Uniti, per l'edificio della convenzione a Chicago, a Mc Cormick Place. Il peso complessivo della parte in acciaio, è di 9500 tonnellate.

La struttura consiste di travi reticolari dello spessore di 3,7 m, ogni 45 m, sostenute da 6 colonne cruciformi in lamiera metallica. La griglia superiore della trave reticolare è a 20 m dal suolo. La superficie totale coperta da questa enorme struttura, misura 210 m per 180 m.

Le doppie griglie possono essere a maglia rettangolare o diagonale. Nel primo caso, gli elementi corrono parallelamente ai lati delle aperture, nel secondo formano un angolo a 45°; sperimentalmente si è trovato che i grigliati di quest'ultimo tipo offrono una rigidità molto maggiore, e si flettono molto meno.

La copertura del grande hangar costruito nel 1970 nell'aeroporto di Londra per i Boeing 747 è il grigliato a traliccio diagonale più grande del mondo, con un impiego di acciaio per circa 1.500 tonnellate, delle quali 1.100 per le sezioni strutturali cave. L'hangar è alto 34 m, lungo complessivamente 171 m, e l'apertura di accesso è larga 138 m alta 23 m.

Solo 8 colonne sorreggono tutta la copertura. Gli studi preliminari hanno dimostrato che, per grandi luci, i limiti posti alla flessione della struttura costituiscono il problema essenziale, e di conseguenza la rigidità dell'insieme diviene estremamente importante. In questo caso in modo particolare, poiché la copertura dell'hangar doveva sopportare il peso di circa 700 tonnellate di materiale, di cui 300 tonnellate dovevano poter essere applicate indifferentemente dovunque. Un confronto tra dieci diversi tipi di soluzioni strutturali, mise in evidenza le migliori prestazioni fornite dalle strutture tridimensionali, rispetto ai sistemi tradizionali, e di conseguenza il sistema a griglie fu quello prescelto. La copertura consta di quattro parti principali:

a) il grigliato orizzontale inferiore di tipo diagonale, realizzato con elementi prefabbricati, sostenuto da quattro colonne e collegato lungo un lato ad una trave dorsale verticale;

b) la trave dorsale, lunga 166 m, alta 15 e larga 3,75 m, sostenuta da due colonne;

c) il grigliato superiore, identico all'inferiore, sostenuto su di un lato dalla trave dorsale, e in corrispondenza dell'ingresso dell'hangar, da una trave perimetrale (frontale);

d) la trave perimetrale frontale, lunga 189 m, formata da due travi a traliccio, parallele a V, alte 3,25 m e distanziate tra loro di 6 m, collegate in modo da costituire un elemento resistente alla torsione.

I grigliati orizzontali a maglia diagonale sono realizzati con travi reticolari tubolari prefabbricate lunghe 8,5 m e alte 3,66 m. Le travi reticolari che formano la griglia sono saldate in officina e in sito vengono collegate con bulloni, tra loro e alle travi principali. Gli elementi componenti la trave sono in tubo di acciaio di 168 mm di diametro; gli elementi diagonali, di 140 mm; quelli verticali, del diametro di 114 mm. Le travi dorsale e perimetrale sono integralmente saldate: le briglie sono realizzate in tubo da 457 mm di diametro, con uno spessore della parete del tubo nel caso di maggior carico, di 29 mm. Gli elementi diagonali, sono tubi da 356 mm di diametro. Tutti gli elementi principali sono in acciaio ad alta gradazione, con un limite minimo di snervamento di 45 kg/mmq.

La distribuzione delle sollecitazioni sotto carico asimmetrico, avviene in modo più uniforme nei grigliati a traliccio tridirezionali, che in quelli bidirezionali. Diversi esempi di strutture di questo tipo sono state realizzate recentemente in Inghilterra da Booth & Co. (Strutture metalliche) Ltd., secondo il loro sistema Met-Ram. In Francia, S. du Chateau ha utilizzato lo stesso tipo di struttura per diverse chiese, piscine ed edifici industriali, secondo il sistema Tridimatec, brevettato. Un esempio analogo, è la copertura del centro di ricerche idrauliche di Madrid, in Spagna. La superficie della copertura è più di 5000 mq, divisa in due parti da un giunto di dilatazione. Il peso unitario della struttura è di 55 kg/mq, che è piuttosto poco, tenendo conto che la luce è quasi di 60 m. L'intera struttura è stata montata a terra e quindi sollevata alla quota prefissata (cfr. bibliografia, 3).

L'analisi dettagliata della distribuzione degli sforzi in questa struttura fu effettuata con un elaboratore elettronico del tipo Elliot 503, per conto del consulente spagnolo, dalla sezione di ricerche in strutture spaziali dell'università di Surrey. I particolari dell'analisi sono contenuti nel rapporto indicato in bibliografia (4).

Dal punto di vista strutturale, le strutture tridimensionali vere e proprie sono migliori di quelle a traliccio, a causa della loro maggior rigidità. D'altra parte, tuttavia, il trasporto e la messa in opera dei grigliati a traliccio risulta più facile dal momento che questi ultimi hanno spessore ridotto, e possono essere immagazzinati e trasportati molto facilmente. Essi possono essere utilizzati come coperture per luci pari a 20, 25 volte il loro spessore.

La figura 1 mostra la graduale evoluzione del classico grigliato a doppio strato, bidirezionale, utilizzato in sistemi ormai superati, come il Mero, Oktaplatte, Unistrut, Space Grid, Varitec, Space Deck, Nenk, Pyramitec, Triodetic, ecc.

Gli sviluppi più recenti del settore, sono rappresentati dalla struttura mostrata nella figura 1, in basso. Questo nuovo tipo di grigliato spaziale è stato realizzato disponendo lo strato superiore diagonalmente, mentre il grigliato inferiore rimane a maglie incrociate ad angolo retto. Questo nuovo sistema può essere realizzato con delle piramidi di aste, prefabbricate, tutte uguali. Un'accurato confronto con altri sistemi, dimostra che questo sistema presenta numerosi e notevoli vantaggi. Sin dal 1963, la sezione di ricerche per le strutture spaziali dell'università del Surrey, ha portato avanti una serie di ricerche sulla distribuzione teorica e sperimentale degli sforzi su questo tipo di griglie, nel quadro di un programma promosso dalla British Iron and Steel Research Association. L'università del Surrey ha messo a punto un programma di calcolo molto elaborato per determinare con precisione tutte le forze agenti in ogni parte di tali strutture. La fig. 1 illustra forze e deformazioni nel caso di una struttura semplicemente appoggiata ai quattro angoli, realizzata a Killingworth per la Northern Gas Board dall'impresa di costruzioni Robert Frazer & Sons Ltd., di Hebburn, Durham, che è particolarmente interessata alla realizzazione di strutture spaziali in acciaio prefabbricate. Le figg. 19, 20, 21 mostrano le fasi di montaggio. Una struttura dello stesso tipo è stata realizzata nel 1968 nell'Irlanda del Nord, per la copertura del refettorio e la palestra della nuova università dell'Ulster. La struttura è formata di piramidi prefabbricate; nello strato superiore sono stati usati degli angolari, mentre per quello inferiore sono stati impiegati dei tubi, per ragioni in parte estetiche, in parte costruttive, poiché le giunzioni ai punti nodali potevano essere effettuate in modo assai semplice, schiacciando i tubi, alle estremità, e unendoli con giunti a vite a frizione di grande resistenza.

Una struttura dello stesso tipo è stata utilizzata più volte da Takanashi – un progettista giapponese – per padiglioni d'esposizione, piste per bowling ed edifici industriali. In Giappone, questa struttura è nota come « la trave a traliccio Takanaka »; di recente è stata introdotta negli Stati Uniti, ed uno degli ultimi esempi è la copertura del Roosevelt Memorial Hall del museo americano di storia naturale (rif. bibliog. 5).

Il dott. Max Mengeringhausen, l'inventore del noto sistema « Mero », è stato probabilmente il primo in Europa ad utilizzare questo tipo di struttura, in una fabbrica a Bath, in Inghilterra, nel 1967, impiegando giunti di tipo « Mero ». La superficie totale coperta è di 117 m × 44 m, suddivisa in otto e tre campate, rispettivamente. La copertura è costituita da un grigliato piano, continuo a due strati; il diametro degli elementi tubolari usati nella struttura è variabile, da 60 mm a 114 mm.

Di tipo analogo è la struttura brevettata da S. du Chateau, un noto progettista di strutture tridimensionali, che ha realizzato in Francia numerosi grigliati in acciaio, di notevole luce. Il suo nuovo sistema costruttivo, noto come Unibat, è già stato usato con molto successo non solo per edifici industriali, ma anche per scuole su più piani e per blocchi di appartamenti.

Deve anche essere ricordato il sistema, estremamente interessante, studiato da Yamashita, Kannon e Kanazawa, e noto col nome di sistema a trave a traliccio Obayashi H-1, una versione modificata e semplificata del classico grigliato spaziale a tre direzioni. La struttura consiste di elementi tetraedrici prefabbricati, uniti in modo da formare un grigliato a doppio strato. Lo strato superiore è una combinazione di esagoni regolari e di triangoli, mentre lo strato inferiore è a schema esagonale. Con questo sistema, sono state realizzate in Giappone diverse strutture di copertura, sia piane, sia a cupola che a volta a botte (per i dettagli, cfr. il rif. bibliog. 6).

È interessante osservare che, malgrado tutti questi nuovi sviluppi, parecchi sistemi costruttivi già collaudati nel passato continuano ad essere utilizzati. Così, in Inghilterra, il sistema « Space Deck » si diffonde sempre di più; esso è costituito da un grigliato bidirezionale, a due strati, composto di piramidi prefabbricate rovesciate, in acciaio, imbullonate lungo i lati in comune, e con i vertici collegati da barre di acciaio

munite di tenditori a vite. Questo sistema è stato impiegato in più di quattrocento progetti per scuole, ospedali, musei, auditori, bocciodromi, fabbriche, ecc., in Gran Bretagna e all'estero. Ad esempio, l'auditorium della 14ª Triennale di Milano, nel 1968, è stato coperto con questo sistema, realizzando una luce netta di 45 m.
Gli elementi componenti tale sistema sono prodotti in serie in modo completamente automatizzato. Dopo essere stati tagliati alle lunghezze volute, gli elementi vengono sgrassati immergendoli in tricloretilene; vengono quindi ripuliti da incrostazioni e dalla ruggine, e successivamente saldati, con l'ausilio di un apparecchio speciale, a formare le piramidi. Le apparecchiature dell'impianto di produzione comprendono anche ampi bagni per la verniciatura automatica per immersione, e forni di essiccamento, posti al termine della catena di lavorazione. Usando l'elemento standard, di 1 m, si possono coprire luci sino a 40 m, e luci maggiori impiegando acciai ad alta resistenza o elementi di maggior altezza.
Il grigliato rettangolare, a doppio strato, bidirezionale, è stato impiegato negli Stati Uniti in numerose strutture a forti luci, soprattutto per auditorium e arene sportive e per costruzioni che combinano le due funzioni. Un esempio tipo è il padiglione, ultimato di recente, dedicato a Edwin W. Panley, all'università di California a Los Angeles, con un'aera coperta di 91 m × 122 m. La struttura della copertura è realizzata con 108 piramidi quadrangolari, collegate per i vertici con elementi disposti parallelamente ai lati dell'edificio. Le piramidi componenti sono identiche di pianta, ma di altezza variabile, 9 m al centro e 5,5 m ai bordi, cosicché il tetto presenta una forma a padiglione adatta allo smaltimento delle acque piovane.
Un esempio che illustra sempre l'utilizzazione di grigliati a doppio strato bidirezionali per edifici sportivi, è la struttura tridimensionale per il « colosseo » dell'università del Sud Carolina, costruito nel 1967-68. Per realizzare uno spazio interno senza l'ingombro di elementi verticali, nel modo più economico possibile, i progettisti studiarono un grigliato capace di coprire una superficie di 100 m × 100 m, dimostrando che l'impiego di una struttura spaziale portava a notevoli economie, rispetto ad un sistema strutturale di tipo convenzionale.
Un esempio di grigliato a due strati, bidirezionale, a tubi di acciaio, particolarmente interessante, è quello della Amstell Hall ad Amsterdam, realizzato nel 1968-69, con una superficie coperta di 62 m × 196 m. Un sistema costruttivo dello stesso tipo è stato scelto per un magazzino della Brown Boveri, di 41 mq, a Bornem, nel Belgio.
L'interesse per i grigliati a due strati bidirezionali è crescente, e coperture in acciaio di questo tipo vengono ormai realizzate in molti paesi del continente europeo, e anche in Ungheria, Polonia, Cecoslovacchia e in Germania orientale, dove l'acciaio è un materiale « raro », che si tende a rimpiazzare col cemento armato, più economico; tuttavia, in molti casi, l'uso dei grigliati in acciaio è risultato essere competitivo.
Gli sviluppi di questo sistema in Germania orientale sono particolarmente interessanti. L'istituto di ricerche dell'università di tecnologia di Weimar, ha dedicato un'attenzione particolare al problema delle strutture tridimensionali, e il risultato di questa attività di ricerca, è stata la realizzazione di numerosi grigliati a due strati a grandi luci, dei quali il più importante è quello che è servito per coprire lo stadio a Halle, nel 1968-1969, su di un'area di 57,6 m × 72 m. Come giunto, è stato impiegato il « Mero », in versione modificata (rif. bibliog. 7).
Utilizzati con ottimi risultati in numerosi paesi per coperture di forti luci, i grigliati a due strati sembravano diseconomici per luci ridotte: ricerche condotte dalla direzione generale per le ricerche e lo sviluppo del ministero dell'edilizia e dei lavori pubblici inglese, hanno invece dimostrato la competitività dei grigliati a due reticoli, anche per luci modeste, sia per realizzare le coperture che solette in edifici multipiani.
Il metodo di costruzione « Nek » impiegato per il War Office a Maidstone è basato sui principi dello « Space Deck ».
Il sistema francese GEAI ha dimostrato in modo estremamente convincente che le strutture spaziali rappresentano un importante passo verso la riduzione d'impiego dei materiali nella costruzione, utilizzando elementi solaio tridimensionali per realizzare delle piastre estremamente rigide.
Il sistema Unibat di S. du Chateau, utilizzato nel 1970 per la costruzione di parecchi edifici multipiani, dimostra chiaramente che i grigliati a due strati prefabbricati rappresentano una soluzione economica persino per luci inferiori agli 8/9 m (rif. 8).

VOLTE A BOTTE CONTROVENTATE

Le volte a botte controventate costituiscono un altro tipo di strutture tridimensionali, spesso utilizzato per coprire edifici industriali, piscine, campi da tennis, ecc. La struttura si presenta come un guscio, ma non è omogenea, essendo costituita da un insieme di aste metalliche.
La figura 30 illustra i sei principali modi di irrigidimento correntemente impiegati. Prove ed analisi quantitative dimostrano che quello ottenuto con grigliati tri-direzionali assicura una distribuzione degli sforzi assolutamente uniforme (rif. 9) e, data la sua intrinseca rigidità, questo è il tipo che viene in pratica usato frequentemente.
Un esempio recente e molto convincente dell'economicità di questo tipo di strutture, è fornito dall'edificio multipiani per le merci in transito nel porto di Londra, costruito nel 1966-67. L'area, di 56 m × 175 m è coperta da sette volte in elementi metallici cavi disposti a grigliato tridirezionale. Le volte, a botte, sono appoggiate, su tre lati, a muri, e sul quarto a colonne, lasciando libera l'area centrale. La struttura è stata realizzata con travi a traliccio piane in tubo di acciaio, saldate in sito per formare sette volte a botte, della luce di 25 m ciascuna, con una monta di 5 m e un raggio di curvatura di 17 m. L'edificio è illustrato in fig. 8.
In tema di volte a botte in acciaio, è d'obbligo ricordare i lavori di Joseph Zeman. Questo ingegnere ha progettato e realizzato molte delle volte in acciaio costruite in Cecoslovacchia e in Germania Orientale negli ultimi cinque anni, ed è in certo senso responsabile della costruzione di strutture dello stesso tipo realizzate in Polonia. Le sue realizzazioni dimostrano chiaramente che economie fantastiche in termini di costo e di materiale impiegato, possono essere realizzate adottando per edifici a grandi luci, strutture tridimensionali prefabbricate. Zeman ha realizzato diverse coperture di costruzioni per lo sport e per riunioni, in Cecoslovacchia, con volte composite, in acciaio tubolare. Queste strutture constano di elementi prefabbricati, lunghi 8 m, del peso di 200 kg, collegati da un sistema di archi diagonali. Tutti gli elementi hanno la stessa dimensione, e vengono realizzati con apparecchiature speciali, che assicurano grande accuratezza di produzione con tolleranze minime.
Al sistema principale di elementi di arco, è abbinato un sistema di elementi portanti, distanziati di circa 2,5 m e disposti longitudinarmente lungo la volta a botte. Questi elementi lavorano da terzere, irrigidendo l'intera struttura e facendone un grigliato speciale tridirezionale.
Gli elementi prefabbricati sono immagazzinabili con facilità, in poco spazio, sia sui vagoni ferroviari durante il trasporto, sia sul cantiere, sono leggeri e sono maneggevoli. Otto bulloni per ogni giunto servono a connettere sia i quattro elementi principali, sia le aste della trave a traliccio. In questo modo sono stati realizzati lo stadio per gli sports invernali di Kladno (60 m × 60 m) e il palazzo dello sport di Berlino Est (50 m × 75 m). Il peso proprio della volta a botte di Kladno è di soli 18 kg/mq (rif. 10).
Lo stesso tipo di struttura metallica portante è stato usato per il palazzo dello sport a Sosnowiec, in Polonia, per coprire una superficie di 53,6 m × 78 m, utilizzando sezioni circolari cave per gli elementi principali della volta a botte.

CUPOLE CONTROVENTATE

La cupola è la più antica delle forme strutturali, ed è un tipico esempio di struttura tridimensionale. Racchiude il massimo spazio con la minima superficie, e fornisce una delle forme strutturali più efficienti, permettendo di coprire aree molto estese in modo economico.
Classificare le cupole controventate è molto difficile, data la grande varietà di tipi possibili (rif. 11). Nella tavola III sono illustrate le cinque più frequentemente usate in pratica: la Schwedler, a reticolo, grigliata tridirezionale, lamellare e la cupola geodetica. L'opera di precursore di Buckminster Fuller sulle cupole geodetiche è servita a rivitalizzare l'interesse di architetti ed ingegneri per le cupole reticolari. Il lavoro svolto recentemente da D. G. Emmerich (rif. 12) sulla morfologia delle strutture spaziali reticolari, e di K. Critchlow (rif. 13) sulla topologia generale delle partizioni a tre dimensioni, documenta chiaramente gli interessi più recenti degli architetti in questo campo.
Il padiglione degli Stati Uniti all'Expo '67 progettato da Buckminster Fuller e dai suoi collaboratori, rappresenta l'esempio più importante di cupola geodetica: tre quarti di sfera dal diametro di 76 m, con 6000 giunti e 24.000 elementi tubolari che formano un grigliato spaziale a doppio strato. Lo strato esterno è costituito da un grigliato tridirezionale, quello interno da un grigliato a maglia esagonale. Gli ingegneri consulenti che tentarono di analizzare il grigliato tridimensionale come una struttura spaziale, hanno dovuto ammettere che ciò che ne derivava risultava troppo complesso per un'analisi diretta con i programmi degli elaboratori elettronici sia pure a grande memoria (rif. 14). Al contrario, valori approssimati degli sforzi sono stati ottenuti trattando la struttura come un guscio, e simulando otto differenti condizioni di carico.

Dato che il padiglione é costituito da due strati, l'interno e l'esterno, ciascuno di differente configurazione, la trasformazione delle risultanti delle sollecitazioni ipotizzate, in forze agenti sulla struttura effettiva, è risultata alquanto complicata, tanto più che lo strato interno non è completamente riducibile ad uno schema triangolare, ma esagonale, e può essere sottoposto a condizioni di carico solo simmetriche.
L'analisi con l'elaboratore è stata condotta utilizzando un programma denominato MAST (analisi delle strutture a membrana). I consulenti per la struttura stabilirono che la partecipazione dello strato interno allo sforzo risultante sul guscio, non è costante, e varia secondo il tipo del carico esterno.
A fini pratici di progettazione della struttura, le sollecitazioni determinate col metodo della membrana, sono state distribuite approssimativamente per il 55 sino al 75 % allo strato esterno, e per il 25 sino al 45 % a quello interno, a seconda del tipo di carico considerato.
È interessante ricordare che il fattore di sicurezza di quella cupola – rispetto ad una struttura a guscio di corrispondente spessore – nei confronti della deformazione a compressione, era uguale a 4. Il calcolo effettuato dimostrò inoltre che la capacità di resistenza di questa cupola dipende dalla stabilità di ciascun elemento, non da quella della cupola.
Gli elementi strutturali sono tubi del diametro di 88,9 mm, per lo strato esterno, e di 73 mm per lo strato interno e per le costolature diagonali. Benché il diametro esterno dei tubi sia costante, lo spessore delle pareti del tubo varia al variare della posizione del tubo nella struttura. Sono stati impiegati due tipi di giunto, l'uno per l'unione di dodici elementi, l'altro di sei.
La cupola realizzata a Montreal è un esempio di cupola a doppio strato, adatta per luci molto grandi, molto maggiori di quella effettivamente realizzata. Infatti, cupole ad un solo strato sono state realizzate recentemente per luci sino a 90 m. Ne è un buon esempio la cupola geodetica progettata dalla Synergetics Inc., per la Electro Minerals Division della Carborundum Co., di New York, che ha una luce di 90 m. Essa è realizzata in profilati a doppio T, in acciaio, imbullonati a ciascuna estremità con quattro bulloni su piastre circolari di piccolo diametro disposte sopra e sotto al giunto. Questa struttura è risultata molto semplice da montare e poco costosa. Non si deve peraltro credere che per luci di questo tipo, sia adatto solo l'acciaio: il centro delle manifestazioni dell'università dello Utah ha una cupola rinforzata di 107 m di diametro, in legno. È stata progettata come una cupola a strato semplice, a maglia triangolare, utilizzando il sistema Triax ed eseguita dalla Timber Structures Inc. I progettisti sostengono che l'uso del legno ha permesso di realizzare economie considerevoli, rispetto al metallo. La controventatura è effettuata realizzando un grigliato tridirezionale. Questa soluzione è molto impiegata in diversi paesi Europei; utilizzando tubolari di acciaio, S. du Chateau ne ha realizzate parecchie, e la copertura di una piscina a Drancy, vicino a Parigi, sempre a maglia tridirezionale, costituisce un bell'esempio di cupola ad un solo strato, con diametro di 45 m. I giunti erano di tipo speciale, in acciaio fuso saldabile, completamente rigidi. Du Chateau ha impiegato lo stesso tipo di grigliato tridirezionale per molte delle sue cupole; quella di Agadir, in Marocco, è sostenuta solo in tre punti, distanti 32 m.
La cupola tipo Schwedler è molto diffusa negli Stati Uniti; due realizzazioni particolarmente interessanti sono le cupole costruite nel 1968-69 all'università di Notre Dame, del diametro di 100 m, con 12.500 posti a sedere ciascuna, per incontri di pallacanestro, assemblee e produzioni teatrali. Le cupole sono del tipo saldato. Le costolature – 36 – che vanno dall'anello che lavora a tensione a quello che lavora a compressione, sono costituite da due pezzi e collegate con bulloni ad alta resistenza, in opera. La costruzione è stata molto semplice: è stata usata una torre provvisoria in acciaio per sostenere l'anello compresso alla sommità, mentre con due gru venivano poste in opera, a due a due, le costolature.
La cupola, sempre del tipo Schwedler, del centro per assemblee della università dell'Ohio, è la più leggera degli Stati Uniti; costruita nel 1968, ha un diametro di 100 m, ed è sostenuta da 48 colonne.
In Europa, l'influenza del Professor F. Lederer ha molto favorito lo sviluppo di cupole del tipo a reticolo. Un esempio recente e molto interessante, è la cupola in acciaio tubolare, del diametro di 70 m, costruita ad Opole, in Polonia. È stato impiegato uno speciale giunto, di tipo universale, che permette in modo molto semplice di adattare la lunghezza degli elementi.

GIUNTI

La rassegna delle realizzazioni degli ultimi cinque anni, mostra chiaramente che si è tuttora alla ricerca del giunto « ideale », per le strutture tridimensionali prefabbricate. Ne sono stati studiati molti tipi, ma per la maggior parte sono troppo complessi e quindi costosi, cosicché assai pochi hanno resistito alla prova del tempo. L'interesse del problema è abbastanza ben illustrato dal concorso organizzato dalla Camera sindacale dei fabbricanti di tubi in acciaio francesi, nel 1964, per la realizzazione di giunti per le strutture tubolari, veramente efficienti. In bibliografia (rif. 15) indichiamo dove si possono trovare i dettagli delle varie soluzioni presentate al concorso, e parecchi articoli dove vengono discussi vantaggi e svantaggi di molti giunti.
Prove sistematiche dei differenti tipi di giunti meccanici adatti per le strutture tridimensionali in tubo, sono state eseguite nel 1969 da Stewarts & Lloyds Co. Ltd. Uno dei giunti più riusciti, è quello denominato Triodetic, e realizzato da una ditta Canadese, originariamente per strutture in alluminio, oggi usato prevalentemente per strutture in acciaio. È un mozzo speciale, estruso, munito di fessure per ricevere, a pressione, le estremità degli elementi da connettere. È da notare che per sagomare le estremità, non si asporta del metallo, ma lo si sposta, in modo da formare una filettatura conica che trasferisce gradualmente le sollecitazioni, realizzando una notevole efficienza strutturale. Il montaggio si effettua inserendo l'estremità dell'elemento da connettere, nel mozzo.
L'introduzione di questo tipo di giunto, ha favorito in modo notevole l'uso di elementi tubolari in acciaio per la realizzazione di strutture a paraboloide iperbolico a maglia triangolare. Un esempio classico è il palazzo per i giochi olimpici costruito nel 1968 a Città del Messico. La struttura è coperta da una pseudocupola di 132 m di diametro, un guscio sferico formato da una grigliata di travi reticolari in acciaio in funzione di archi. La superficie di 12 mq compresa tra due archi successivi, è coperta da un grigliato a maglia triangolare di tubi di alluminio, sagomata a paraboloide iperbolico. L'intera copertura è quindi rivestita con 144 paraboloidi iperbolici in alluminio del peso di soli 3 kg/mq.
Parecchie strutture di questo tipo sono state realizzate in Giappone, alcune su luci considerevoli. Secondo lo stesso principio è stata realizzata la copertura di un grande hangar dell'areoporto internazionale di Minneapolis-Saint Paul, nel 1969. Il paraboloide iperbolico misura 38 m lungo ciascun lato posteriore, 50 m lungo ciascun lato anteriore e 58 m tra i due elementi di sostegno.
Questi esempi dimostrano che persino nel campo delle strutture a guscio, che i costruttori considerano di dominio del calcestruzzo armato, acciaio ed alluminio si affermano saldamente, grazie alla loro economicità ed efficienza strutturale.

ANALISI

Fino a dieci anni fa, l'analisi di strutture tridimensionali complicate costituiva spesso un compito impossibile, o quasi. Nel 1970, il progettista può ottenere con ragionevole approssimazione, la distribuzione delle sollecitazioni nella sua struttura, nell'ipotesi di comportamento elastico di quest'ultima. Prove hanno dimostrato che i grigliati a due strati possono essere analizzati a partire dall'ipotesi di elasticità, e che la rigidità dei giunti non altera le sollecitazioni in misura maggiore del 10-15 % per i grigliati bidirezionali. Nel caso dei grigliati tridirezionali, la differenza tra elementi elasticamente e rigidamente connessi, è anche inferiore, data la grande rigidità complessiva di questo tipo di struttura.
Ciononostante, l'analisi nell'ipotesi di elasticità di volte a botte a strato semplice, e delle cupole, fornisce solo delle approssimazioni. Tali strutture si comportano in modo elastico, ma non lineare. Le possibilità di collasso, per i grigliati a due strati, sono veramente minime, ma sono invece consistenti per i gusci ad un solo strato, a maglia triangolare.
Una delle ragioni principali del grande successo e della rapida diffusione, in questi ultimi anni, delle strutture spaziali, è la introduzione degli elaboratori elettronici. L'uso di questi ultimi ha cambiato in modo radicale l'intero modo di affrontare il problema dell'analisi e della progettazione delle strutture tridimensionali. È stato anche verificato che i metodi dell'analisi matriciale per l'uso degli elaboratori digitali a grande velocità, offrono degli strumenti particolarmente efficienti per la trattazione di molti tipi di strutture tridimensionali.
Il calcolo matriciale costituisce l'ideale nel caso di utilizzazione di elaboratori, e in questi ultimi anni si è sviluppato molto interesse intorno ai tentativi di formulare una matrice generale di equazioni per le strutture tridimensionali. In questi metodi, l'elaboratore digitale è utilizzato non solo per la risoluzione simultanea di sistemi di equazioni, ma anche per produrre le informazioni necessarie, per analizzare le strutture, per determinare le sollecitazioni risultanti e il risultato finale (rif. 16).
La maggior parte dei programmi oggi usati per l'analisi delle strutture tridimensionali, sono basati sul metodo della rigidità. I

calcolatori elettronici sono particolarmente indicati ad eseguire operazioni completamente automatiche, che la macchina può effettuare ciecamente senza tener conto del contesto di tali operazioni. Questa condizione si realizza nel caso del metodo della rigidità, nel quale le equazioni finali dell'analisi della struttura vengono formulate assumendo le deformazioni come incognite, e la macchina non deve fare delle scelte arbitrarie relative alle quantità incognite, come avverrebbe nel caso del metodo delle flessibilità. Tuttavia, teoricamente, è possibile utilizzare la formulazione matriciale in entrambi i metodi, per ottenere sollecitazioni e deformazioni; in pratica, tuttavia, sinora il metodo della flessibilità si è rivelato più complicato. È interessante ricordare che in questi ultimi anni si sono sviluppate delle tecniche per la selezione automatica delle ridondanze e per la generazione di sistemi di forze autoequilibranti, il che permette l'uso del metodo della flessibilità, che cessa dall'essere svantaggioso. Nel suo libro (Rif. 17), Przemieniecki dimostra che la selezione delle procedure per i metodi basati sulla flessibilità facenti uso della tecnica jordaniana di eliminazione, conduce invariabilmente ad equazioni ben condizionate (7).

Accrescendosi l'interesse per l'analisi coll'elaboratore, i progettisti trovarono subito che nel caso di strutture tridimensionali complesse, si rendeva necessaria una grande capacità di memoria dell'elaboratore; per superare questo limite, si sono elaborati dei metodi che sfruttano la forma nastriforme della matrice principale di rigidità della struttura, e si è inoltre suddivisa l'analisi in fasi collegate tra loro, dividendo la struttura in parti di dimensione più maneggevole, ai fini del calcolo. Successivamente, utilizzando questi accorgimenti, si è trovato che l'arrotondamento degli errori riduceva l'accuratezza dei risultati.

Tezcan (rif. 18) propose diverse modificazioni al trattamento matriciale delle strutture tridimensionali, usando le matrici di rigidità a trasformazione infinitesimale, insieme col metodo del numero di codice. Questo porta a generare più speditamente la matrice principale di rigidità, e permette di ridurre i tempi di preparazione dei dati e di immagazzinamento di questi nell'elaboratore. L'uso di questo metodo rende più facile la preparazione dei programmi e il calcolo più spedito.

Il problema della cattiva determinazione delle condizioni delle matrici di rigidità, è stato studiato con molta cura. L'influenza degli errori di segmentazione sull'esattezza dei risultati numerici – utilizzando il metodo delle matrici di rigidità – è notevole, e dipende dalle caratteristiche della matrice, in particolare dei suoi autovalori ed autovettori. Questi determinano le condizioni di una data matrice e le modalità di accoppiamento dei suoi autovettori. Shah (rif. 19) dimostra che una misura delle condizioni di una matrice è il rapporto tra il maggiore o il minore degli autovalori.

Un'altra tendenza caratteristica in questi ultimi anni, è il tentativo di applicare alla analisi delle strutture tridimensionali, il metodo della differenza finita e dell'elemento finito.

Il primo metodo è stato usato con successo per l'analisi degli sforzi nelle piastre, ma è solo nell'ultimo decennio che queste tecniche sono state applicate ai gusci reticolari e ai grigliati a due strati, in particolare (rif. 20-23).

Il metodo della differenza finita conduce ad un sistema di equazioni algebriche, che determinano i valori della funzione in punti isolati. Si tratta naturalmente di approssimazioni, ma la loro applicazione è generale e non porta alle limitazioni caratteristiche dei metodi che utilizzano il calcolo differenziale.

La differenza tra il metodo della differenza finita e quella dell'elemento finito risiede nel modo con cui viene determinato il sistema di equazioni differenziali parziali Nel primo metodo le equazioni differenziali equivalenti sono approssimate attraverso l'uso di operatori differenziali, il che comporta l'assunzione relativa alla forma dello spostamento, tra punti nodali consecutivi.

Nel metodo dell'elemento finito, il campo è suddiviso in vari piccoli elementi ciascuno connesso ai vicini nei punti nodali (rif. 24).

Sono stati fatti diversi tentativi per applicare la tecnica dell'elemento finito all'analisi della deformazione elastica delle strutture, utilizzando un elaboratore digitale.

Anche nel caso in cui gli elaboratori digitali possono essere impiegati, si verificano casi per cui, a causa della complessità della struttura, l'analisi diventa o noiosa e dispendiosa, oppure del tutto impossibile, per il grande numero di aste e di giunti da prendere in considerazione. In casi come questo, determinati tipi di gusci reticolari o di grigliati a due strati possono essere analizzati trattandoli come strutture continue, e applicando le formule dei gusci o delle piastre. La più recente produzione di D. Wright, in questo campo, si è rivelata d'importanza fondamentale (rif. 25-26). Egli ha determinato le proprietà elastiche del guscio « analogo », mostrando come utilizzare tali proprietà nelle equazioni generali del guscio, permettendo così la determinazione approssimata delle sollecitazioni nelle volte a guscio reticolari.

La determinazione del comportamento di stabilità delle strutture tridimensionali dà ancora luogo a difficoltà notevoli, in quanto i dati disponibili permettono una valutazione soltanto approssimata di questo importantissimo fenomeno. Mentre il problema dell'instabilità delle aste è stato largamente studiato, i fenomeni di instabilità locale cominciano solo ora a ricevere l'attenzione degli studiosi. Litle (rif. 27) ha scritto di recente una rassegna dell'attendibilità delle prevenzioni di situazioni di instabilità nelle volte sottili, e parecchie delle conclusioni cui egli arriva possono essere applicate direttamente alle volte reticolari. Aguilar (rif. 28) ha studiato l'instabilità dei giunti nelle volte rinforzate, assumendo l'annullamento della variazione di primo ordine del potenziale totale del sistema come criterio d'equilibrio.

L'interessante lavoro sperimentale di Buchert (rif. 29-30) ha dimostrato che le condizioni al contorno della volta sottile, svolgono un ruolo importante in relazione alla capacità delle strutture a guscio, di resistere alla deformazione.

Mentre l'analisi all'elaboratore delle strutture spaziali linearmente elastiche ha ricevuto finora molta attenzione, poco si è studiato quanto alla formulazione delle matrici per l'analisi dinamica o il calcolo delle frequenze e dei modi delle vibrazioni (rif. 31).

Gernot Minke

TRAVATURE A « TENSEGRITY »

A. Definizione:

Il concetto di « tensegrity » è stato formulato da Richard Buchminster-Fuller ed è un neologismo, che deriva dai concetti di « tension » e « integrity ».

Una travatura-tensegrity è costituita da elementi sollecitati a trazione, che formano un sotto sistema di tipo continuo, e da elementi sollecitati a compressione, che formano un sottosistema di tipo discontinuo. Si tratta di un sistema a travatura, che necessita per la sua stabilizzazione di una pretensione proporzionale al suo carico.

B. Classificazione:

— Definiamo *sistemi « aperti »* quei sistemi che, per realizzare questa pretensione, necessitano di travature e di elementi accessori (secondari). Nei sistemi aperti è dunque necessaria una trasmissione delle forze di trazione dal sistema a trazione continua agli elementi di sponda; confronta la *fig. TA*. Questo fissaggio può essere ottenuto mediante ancoraggi singoli, cfr. *fig. TF*, oppure mediante elementi di sponda sollecitati a compressione e/o a flessione, cfr. *fig. TG*.

— Si può parlare invece di *sistema « chiuso »*, nel caso in cui la travatura è stabile di per se stessa, indipendentemente dalla sua posizione, cfr. *fig. TK*. La caratteristica del sistema chiuso consiste nel fatto che le barre a compressione, disposte in modo discontinuo, si sovrappongono secondo qualsiasi piano di proiezione. Ogni sistema che soddisfi a questa condizione della sovrapposizione delle barre a compressione, può considerarsi potenzialmente un sistema chiuso. Ciò significa, nel caso in cui non sia stabile di per se stesso, lo si può stabilizzare mediante elementi ulteriori a trazione e con ciò trasformare in un sistema chiuso propriamente detto.

Si può parlare di un sistema effettivamente aperto soltanto quando esso non può essere reso chiuso mediante elementi a trazione aggiunti.

Un'ulteriore caratteristica strutturale, che distingue i sistemi-tensegrity, consiste nella posizione degli elementi a compressione: si può parlare di *sistemi di primo ordine*, quando due o più elementi a compressione, appartenenti ad un'unità-tensegrity, giacciono su uno stesso piano. La posizione degli elementi a compressione viene indicata come « posizione-base », cfr. *fig. TA, TC*. Si indica come unità-tensegrity il più piccolo sottosistema di una travatura-tensegrity, che non si può ulteriormente scomporre in unità strutturalmente uguali.

Parliamo di *sistemi di secondo ordine*, quando ciascun elemento a compressione di una unità-tensegrity giace su un piano differente. La posizione degli elementi a compressione viene denominata « posizione-twist »; infatti, gli elementi a compressione all'interno di un'unità-tensegrity sono disposti fra di loro secondo una ben determinata direzione di rotazione, in modo tale che due o più elementi a compressione non giacciono mai in unico piano, mentre almeno due elementi a trazione corrono sempre in uno stesso piano, cfr. per esempio *fig. TK*.

L'unità-tensegrity di secondo ordine viene denominata « unità-twist ». Questa è la più piccola unità-tensegrity chiusa, tridimensionale.

Oltre ai due aspetti indicati per la caratterizzazione di una struttura-tensegrity, si deve considerare come terzo aspetto distintivo la dimensione del sistema portante. L'effetto portante, vale a dire il modo in cui le forze sono trasmesse dai punti di attacco agli appoggi, può avvenire in una o più direzioni su uno stesso piano, oppure in più direzioni nello spazio: conseguentemente si individuano sistemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali.

Nelle travature-tensegrity l'ordine di grandezza dell'azione portante è assimilabile alla dimensione principale del sistema portante. I sistemi di travature unidimensionali « Travature lineari »), le cui dimensioni sono grandi in una direzione e piccole nelle altre due, presentano anche un effetto portante unidimensionale. Corrispondentemente, un « sistema di travatura piano » (grande in due direzioni, piccolo nell'altra) presenta un effetto portante bidimensionale; un « sistema di travatura spaziale » (dimensioni relativamente uguali nelle tre direzioni) presenta un effetto portante tridimensionale.

Utilizzando le tre caratteristiche strutturali descritte come criteri di classificazione, si definiscono 12 diversi sistemi portanti a tensegrity, cfr. la seguente tabella:

	No	Ng	To	Tg
1	1 No	1 Ng	1 To	1 Tg
2	2 No	2 Ng	2 To	2 Tg
3	3 No	3 Ng	3 To	3 Tg

1 = effetto portante unidimensionale
2 = effetto portante bidimensionale
3 = effetto portante tridimensionale
N = posizione-base delle barre a compressione
T = posizione-twist delle barre a compressione
o = sistema aperto
g = sistema chiuso.

Questi dodici sistemi si possono ordinare, a seconda delle loro caratteristiche formali, in diversi tipi di strutture portanti:

- Curvatura della travatura o degli elementi di sponda
- Disposizione geometrica degli elementi a trazione
- Posizione degli elementi a compressione
- Dimensione degli elementi a compressione.

Ciascun tipo di travature presenta ulteriori differenziazioni formali, che possono essere interpretate come varianti formali dei corrispondenti tipi di travature.

Successivamente, si fornisce una sintesi delle possibilità costruttive delle travature-tensegrity, nella quale vengono mostrati e chiariti i tipi di strutture portanti più significativi nell'ambito dei 12 sistemi di travature tensegrity definiti.

Dal momento che non è possibile una presentazione completa, nei limiti di questo lavoro, alcuni sistemi emergenti saranno presentati in maniera dettagliata a titolo di esempio, mediante disegni o fotografie; altri sistemi saranno descritti solo brevemente.

C. I diversi sistemi di travature a tensegrity:

1. *Sistemi-tensegrity con barre a compressione di posizione-base*

1.1. *Travatura monodimensionale « aperta »*

Le travature monodimensionali aperte con barre a compressione in posizione base (indice: *1 N o*, confronta con lo schema 1), hanno normalmente una *funzione portante*; ciò significa che possono trasmettere forze trasversalmente agli assi del sistema. Tuttavia dal momento che non sono chiuse di per se stesse, necessitano di un ancoraggio a trazione, ottenuto grazie ad elementi secondari, come per esempio, travi di sponda oppure supporti di ancoraggio.

Gli elementi portanti senza stabilizzazione trasversale si possono suddividere in 16 diversi tipi, a seconda della formazione di una sponda sovrastante e sottostante. La sponda sovrastante e sottostante può anche non esserci, oppure può correre diritta, curvata positivamente o negativamente, confronta lo schema 2 e la *fig. TA*. Nel caso che vengano eliminate le sponde sovrastante e sottostante (*1 del No. 11*), la travatura si comporta come un cavo preteso. Questa formazione non è significativa per una struttura portante, dal momento che, soltanto dopo una deformazione, la travatura è in grado di assorbire forze, che risultano trasversali agli assi del sistema. Si ottiene la massima capacità portante, nel caso che esistano entrambe le sponde. Non sempre è necessaria la formazione di diagonali duplici (che si incrociano). Nei casi *.24, .42* e *.44* le barre sono sollecitate a trazione mediante pretensione del sistema. Normalmente perciò non sono necessarie barre a compressione – ciò significa che non si tratta in effetti di un vero e proprio sistema a tensegrity.

Le strutture portanti descritte, non dotate di stabilizzazione trasversale, sono utilizzate per costruzioni di coperture a disposizione parallela o radiale. Spesso sono stabilizzate trasversalmente mediante ulteriori elementi a trazione; formano quindi una travatura di superficie (*2 N o*), confronta il paragrafo 1.2.

Le strutture portanti, dotate di stabilizzazione trasversale, presentano una sezione poligonale. Si possono suddividere in 27 tipi diversi, a seconda della curvatura dei cavi di sponda. La *fig. TB* mostra 9 diverse combinazioni di bordo nella vista laterale, e inoltre presenta in sezione tre diverse possibilità di andamento della curvatura. La sezione trasversale sull'appoggio è mostrata come esempio di sezione triangolare. Il segno O sta per sponda diritta, il segno + per sponda con curvatura positiva, il segno – per sponda con curvatura negativa. Il codice OOO rappresenta dunque una struttura portante prismatica, dove tutte le sponde sono diritte, cioè normalmente, parallele fra loro. Le combinazioni di sponde soprastanti e sottostanti O–, –O, e –– non sono sistemi-tensegrity propriamente detti, dal momento che le barre sono normalmente sollecitate a trazione.

I 27 tipi-base dell'*1 N o* presentati si possono suddividere, volta per volta, in 8 diverse maniere a seconda dell'andamento delle diagonali e della disposizione delle barre a compressione. Si possono considerare come varianti nell'aspetto morfologico alcuni tipi-base: per quanto riguarda la posizione delle diagonali, si distingue tra diagonali in superficie (*F*) e diagonali nello spazio (*R*). Per quanto riguarda gli elementi a compressione, esistono due posizioni, una periferica (*p*) e una radiale (*r*), dove gli elementi a compressione possono essere completamente separati gli uni dagli altri (*d*), oppure possono avere punti di contatto all'interno di un'unità tensegrity (*t*). Nell'ultimo caso esiste una « continuità » degli elementi a compressione. Come esempio della suddivisione descritta dei tipi base, sono presentate nella *fig. TC*, per quanto riguarda il tipo base OOO, le forme significative per una sezione a forma triangolare e per una sezione a forma quadrangolare.

1.2. *Travature bidimensionali aperte*

Le travature bidimensionali aperte, aventi barre a compressione in posizione base, contrassegnate nello schema 1 con *2 N o*, si comportano come travature di superficie a due posizioni e vengono suddivise in diversi tipi a seconda delle caratteristiche della sponda e delle diagonali. Lo schema della *fig. TD* fornisce una sintesi dei 37 tipi possibili, per quanto riguarda la disposizione delle barre a compressione nei nodi di una rete a maglie quadrate. Questo quadro può costituire un esempio di una possibile differenziazione di tutti gli altri tipi di rete. I tipi più interessanti, fra questi 37, sono mostrati nella *fig. TE*. Se, per esempio, queste travature sono utilizzate nella copertura di una costruzione a pianta rettangolare, bisogna utilizzare di solito sponde a due posizioni monodirezionali. Travature con sponde ad una posizione presentano normalmente un'efficienza costruttiva minima; nella *fig. TE* ne viene mostrato un esempio.

Nella proposta di Peter Rudolf per la copertura di una costruzione a pianta circolare, cfr. *fig. TF*, si ha una travatura di superficie con doppie diagonali di superficie e con una rete di sponda a due posizioni, che formano maglie a forma trapezoidale. Nella parte esterna, sono inseriti ulteriori elementi-tensegrity nei punti di incrocio delle diagonali di superficie.

Con i suddetti tipi si possono creare anche travature di superficie con semplice o doppia curvatura. La *fig. TG* presenta una struttura portante a forma di cupola con una sponda superiore che corre nei due sensi e con una sponda inferiore semplice, nella quale gli elementi a trazione terminano in una struttura anulare a compressione. Buckminster-Fuller ha costruito nel 1961 un mo-

dello di questa forma e l'ha denominata cupola ad « aspension tensegrity ».

1.3. *Travatura aperta tridimensionale*

Travature tensegrity, che hanno effetto portante tridimensionale, aperte (*3 N o*), non costituiscono di solito tipi portanti significativi. Se è necessario un fissaggio nello spazio secondo quattro o più direzioni, si comportano come una struttura a rete di cavi disposta nello spazio. In effetti, sono pensabili costruzioni a rete di cavi disposti nello spazio con unità tensegrity parzialmente tridimensionale. Poiché si tratta, in questo caso, di costruzioni in cui il sistema portante di travature-tensegrity viene abbinato ad altri sistemi portanti, in questa sede non ne faremo una trattazione specifica.

1.4. *Travatura chiusa unidimensionale*

Travature tensegrity chiuse con barre a compressione in posizione base (*1 N g*) sono possibili solamente quando le barre a compressione si possono sovrapporre. Con ciò le barre a compressione, come descritto nel paragrafo 1.1., possono essere ordinate secondo una disposizione periferica (*p*) oppure centrale (*z*) e, volta per volta, possono essere completamente discontinue (*d*) oppure possono formare una parziale continuità (*t*). Non sembra molto significativa l'introduzione di un simbolo specifico per la determinazione delle posizioni delle diagonali. La *fig. TH* mostra tre esempi del tipo OOO *z t*.
I vertici degli elementi a compressione formano, con le loro connessioni, dei tetraedri, esaedri o ottaedri.
Questi sistemi chiusi, condizionati da un maggior spreco di materiale, dovuto alla sovrapposizione delle barre a compressione, normalmente sono meno efficienti di quelli aperti. Appare interessante il loro impiego solamente per costruzioni a sviluppo verticale (torri), nel caso, in cui si tratti di trasmettere carichi relativamente bassi su distanze piuttosto elevate.

1.5. *Travatura chiusa bidimensionale*

Le travature di superficie chiuse con barre a compressione in posizione base (*2 N g*) si possono classificare, come i sistemi aperti descritti nel paragrafo 1.2., dove le differenze dovute alle varie posizioni delle diagonali non appaiono significative.
Il vantaggio della loro caratteristica di sistemi chiusi ha come contrapposto lo svantaggio che, nei confronti dei sistemi aperti, necessitano di un impiego notevolmente maggiore di materiale e che formano un maggior numero di punti nodali, cosicché la loro efficienza costruttiva può essere considerata relativamente più bassa.

1.6. *Travature chiuse tridimensionali*

Travature tensegrity chiuse tridimensionali con barre a compressione in posizione base (*3 N g*) sono utilizzabili, in maniera significativa, per agglomerati abitativi ad alta densità. Nei confronti delle reti di cavi disposti nello spazio presentano il vantaggio che non necessitano di un ancoraggio laterale e verticale. Sono quindi utilizzabili come addizioni al sistema. La *fig. TJ* presenta modelli strutturali di Kenneth Snelson, raffiguranti sistemi *3 N g*. Sebbene per questi sistemi l'impiego di materiale sia relativamente alto, tuttavia si può pensare a significative utilizzazioni, nel caso che siano richieste costruzioni facilmente montabili e smontabili e le forze da trasmettere siano relativamente basse. È da tener presente che la lunghezza delle barre a compressione deve essere relativamente bassa, in modo che una sollecitazione a flessione, dovuta al peso proprio, sia perfettamente eliminabile.

2. *Travature tensegrity con barre a compressione in posizione twist*

Mentre l'impiego di travature tensegrity con barre a compressione in posizione normale appare più indicato per sistemi aperti, le travature tensegrity con barre a compressione in posizione twist sono particolarmente adatte per sistemi chiusi. I sistemi aperti presentano le stesse caratteristiche e criteri di classificazione dei sistemi chiusi, eccetto soltanto per la condizione di sovrapposizione delle barre a compressione. Parleremo in seguito soltanto di sistemi chiusi.
Come già menzionato, si può parlare di una posizione twist delle barre a compressione, nel caso in cui queste siano reciprocamente disposte, all'interno di un'unità tensegrity, secondo una ben determinata direzione di rotazione, in modo che mai due o più barre giacciano in uno stesso piano. Confronta per esempio la *fig. T3*, nella quale sono presenti unità twist, ciascuna dotata di 3 barre a compressione.
Si può perciò considerare ciascuna barra come una parte di due diversi elementi a struttura twist (volta per volta composta di 3 barre). Parliamo allora di strutture twist sovrapposte. In questo caso, l'unità twist è composta di due elementi a struttura twist. Nei successivi paragrafi sono presentate diverse aggregazioni di unità twist, lineari, nei piano e nello spazio. Mediante queste travature tensegrity, composte di unità twist, è stata sviluppata una formula strutturale, nella quale sono segnalate le caratteristiche più importanti.
L'elemento twist più semplice è composto di tre barre a compressione, non sovrapposte, e viene indicato in *fig. T3*. Se le tre barre come nelle *fig. T3* e *T4* hanno la forma di una doppia piramide, nella quale ciascuna barra può essere considerata come elemento componente di due elementi a struttura twist, si ha la formula strutturale $T_2 . 3/2$. L'indice *T* dell'unità twist rappresenta la formula per la somma delle barre per ciascuna unità twist. Il numero 3 rappresenta il numero delle barre per ogni unità twist, il numero 2, dopo il segno di frazione, rappresenta il grado di sovrapposizione e il numero 2 al primo fattore il numero degli elementi a struttura twist per unità twist. La formula generale per il numero di barre a compressione (*D*) di un sistema-tensegrity composto di unità twist uguali è la seguente:

$$D = \frac{n . t . d}{u}$$

Dove *n* è il numero di unità twist, *t* il numero di elementi a struttura twist per unità twist, *d* il numero di barre a compressione per unità twist e *u* il grado di sovrapposizione (= al numero di sovrapposizioni + 1).

2.1. *Travature monodimensionali con barre a compressione in posizione twist*

La struttura a forma di torre della *fig. T3* presenta una addizione lineare di 4 di queste unità-twist, ed è caratterizzata dalla formula $4 T_2 . 3/2$ e possiede quindi 4 . 2 . 3/2 = 12 barre. Inoltre la direzione di rotazione delle unità twist è, di volta in volta, uguale.
Nella *fig. T4*, unità-twist accostate con direzione di rotazione di senso opposto presentano una addizione lineare di unità-twist con una formula strutturale $6 T_2 . 3/2$.
La *fig. T2* presenta un'unità-twist formata di quattro barre con formula strutturale $T_4 . 3/3$. Anche con queste è possibile creare strutture a forma di torre mediante un'addizione lineare, vedi *figg.* da *T5* a *T7*.
Nel caso che vengano utilizzate unità-twist per travature portanti prismatiche, si creano tipi come mostra la *fig. T7A*. Queste forme sono caratterizzate dall'indice relativo ai tipi OOO *z d* (confronta il paragrafo 1.1) e presentano un'addizione di unità twist composta di 2, 3 o 4 barre.

2.2. *Travature bidimensionali con barre a compressione in posizione twist*

La *fig. 7B* mostra un'addizione piana di unità-twist composte di tre barre con doppia sovrapposizione. Con questa struttura si possono costruire travature di superficie sia piane sia con una o doppia curvatura. La *fig. T16* presenta un poliedro composto di questi elementi e dalla formula strutturale di collegamento degli elementi a trazione, $20 T_2 . 3/2$. È da notare in questo tipo, condizionato da una sfavorevole angolazione che sono necessarie notevoli forze di pretensione e che la stabilità di tali travature di superficie è relativamente bassa. Fondamentalmente più stabili sono le addizioni di unità twist sovrapposte dotate di 3 barre e di una duplice maglia di sponda, come mostra la *fig. T8*. In questo caso l'impiego di materiale ed il numero dei nodi è sensibilmente maggiore rispetto ai sistemi aperti corrispondenti.

2.3. *Travature tridimensionali con barre a compressione in posizione twist*

Le *figg.* da *T9* a *T15* mostrano addizioni nello spazio di unità-twist. I terminali esterni delle barre a compressione formano spigoli poliedrici.
La *fig. T17* mostra una forma composita di unità a tensegrity dotata di barre a compressione in parte sovrapposte in parte non sovrapposte.

D. Realizzazione:

Fino ad ora sono state generalmente realizzate costruzioni a tensegrity solo come espressioni artistiche oppure come modelli strutturali o sperimentali. Come strutture portanti, sono stati usati finora soltanto alcuni tipi di fasci di cavi con funzione di travature tensegrity aperte bidimensionali, con barre a compressione in posizione normale. Ciò è dovuto al fatto che i sistemi a travature tensegrity sono ancora relativamente recenti e poco conosciuti, e al fatto che è molto difficile comprendere il comportamento statico dei sistemi più complessi. Da ciò segue che non è semplice determinare il sistema adatto per una data funzione costruttiva, e ottimizzarne la forma. In effetti esistono programmi di lavoro che rendono possibile, con l'aiuto di computers, la determinazione delle tensioni esistenti nelle travature tensegrity mono- e bidimensionali in condizioni di carico date; è però necessaria un'elaborazione matematica relativamente complessa. Come è indicato nel paragrafo C, i singoli sistemi presentano un grado di efficienza molto diversificato rispetto alla funzione di trasmettere determinate forze a degli appoggi dati.
Lo svantaggio delle travature tensegrity a

arte il complesso sistema di trasmissione elle forze, consiste particolarmente nel umero relativamente alto di nodi, cosicché a messa a punto dei particolari e il mon- aggio sono relativamente laboriosi. Questo ale soprattutto per i sistemi chiusi.
A questi svantaggi si contrappongono i van- aggi che le travature sono relativamente leggere e che è possibile realizzarle con pochi elementi standardizzati prefabbricati; *ciò permette di costruire i più diversi sistemi mediante un insieme di « scatole di montaggio »*.
Per costruzioni di dimensioni limitate, i sistemi-tensegrity possono diventare economicamente convenienti, nel caso che si tratti di realizzare strutture edilizie di facile montaggio e smontaggio. Per quanto riguarda edifici a grandi luci, le costruzioni a struttura composita di sistemi tensegrity e di altri sistemi di travature presentano presumibilmente la maggior possibilità di realizzare soluzioni nuove ed interessanti con un grado di economicità maggiore.

iernot Minke

TRUTTURE A MEMBRANA TABILIZZATE PNEUMATICAMENTE, ROBLEMI DI CLASSIFICAZIONE DI DEFINIZIONE

ono chiamate in generale « costruzioni neumatiche » (pneumatic structures, constructions pneumatiques) quelle strutture ortanti impiegate per la copertura di spazi i grandi dimensioni, in costruzioni « a cucino d'aria » e in costruzioni tubolari, nelle uali la forma e la stabilizzazione della embrana sollecitata a trazione sono determinate essenzialmente mediante differenze li pressione.
Questo concetto è utilizzato in differenti maiere e si applica a sistemi molto diversi ra di loro. Per questo motivo si deve tenare di individuare più precisamente il conetto di « costruzione pneumatica » per uanto riguarda le strutture portanti, e di viluppare, per questi sistemi portanti, una lassificazione relativa agli aspetti costrutivi.
) Il concetto di costruzione pneumatica iene in primo luogo delimitato da quello li travatura portante. Per *travatura portante* i deve intendere una struttura, la cui funione consiste nel trasmettere determinate orze agli appoggi sotto condizioni date. La ravatura si può associare ad un determinao sistema di travature e ad una determinata orma. (Il *sistema di travature* è un sistema tatico, che in se non è né formalizzato, né naterializzato. Si deve parlare di *forma li travatura*, quando è conosciuto il rapporto tra lunghezza e larghezza; è dunque na struttura che è formalizzata, ma non ncora materializzata. Si può parlare di *travatura portante*, solo nel caso in cui, oltre al istema ed alla forma, vengano dati anche l tipo di materiale e l'ordine di grandezza, ale a dire nel caso in cui si tratti di una truttura materializzata).
) La seconda limitazione del concetto di ostruzione pneumatica, in vista di una clasificazione, è dato proprio dal termine « cotruzione »; ci si limita, dunque a strutture he siano collegate al loro piano d'appoggio. Con ciò vengono escluse strutture come ostruzioni mobili o contenitori e tutte le ostruzioni a controllo d'aria (Air controled) e a movimenti d'aria (Air moved).
) La terza e più significativa limitazione onsiste nel fatto che il termine « pneumaico » deve essere riferito soltanto al *tipo li stabilizzazione*. Costruzioni « pneumatihe » sono dunque quelle strutture portanti tabilizzate mediante una differenza di pressione. Ciò vuol dire che *la differenza di pressione è un elemento costituitivo della costruzione*. Perciò vele, palloni, paracaduti e contenitori non sono strutture « stabilizzate » pneumaticamente, ma strutture « caricate » pneumaticamente: il mezzo più compatto (aria) rappresenta un carico e non serve essenzialmente per la stabilizzazione della travatura portante; non è quindi un elemento costruttivo.
Tenendo presenti queste tre limitazioni, il concetto impreciso di « costruzioni pneumatiche » dovrebbe essere sostituito dal concetto *travature a membrana piana stabilizzate pneumaticamente* (con « membrana » si intende una pellicola flessibile pretesa, cioè una struttura sollecitata a tensione secondo due dimensioni).
Nella maggior parte degli esempi di questi sistemi portanti l'aria costituisce il mezzo di stabilizzazione. La forma ed il comportamento della struttura portante non cambia in maniera essenziale, nel caso in cui, al posto del mezzo aeriforme, si utilizzi, per la stabilizzazione, un mezzo liquido o granuloso. Perciò il concetto di « costruzioni pneumatiche » è utilizzato spesso per tutte e tre le modalità di stabilizzazione delle costruzioni a membrana. Più precisamente il concetto di « costruzioni pneumatiche » si dovrebbe utilizzare soltanto nel caso in cui la stabilizzazione avvenga mediante l'impiego di gas. Negli altri casi, si dovrebbe parlare di costruzioni « stabilizzate idraulicamente » oppure « stabilizzate con un mezzo granuloso ».
Questi riferimenti dovrebbero bastare per dimostrare che il concetto di « costruzioni pneumatiche » non viene generalmente utilizzato in maniera univoca. Se parliamo di « travature a membrana stabilizzate penumaticamente », viene determinato in modo esatto di quali costruzioni o travature si tratti. Queste si possono chiaramente differenziare dalle restanti travature a membrana, come è mostrato in *tab. 1*.
Si tratta di travature a membrana stabilizzata pneumaticamente:
– 1. nel caso in cui la membrana venga stabilizzata mediante un mezzo di forma non costante, cioè, nel caso in cui la membrana divida mezzi dalla differente densità.
– 2. quando il mezzo stabilizzante è un elemento costruttivo, e non un carico.
Per la classificazione di queste travature portanti esiste una serie differenziata di criteri di classificazione, come per esempio:

– tipo di sistema di travature portanti
– tipo di differenze di pressione
– tipo di stabilizzazione accessoria
– tipo di curvatura della superficie esterna
– entità della differenza di pressione
– continuità degli elementi
– proporzioni
– ordine di grandezza
– destinazione
– materiali
– mobilità.

Nella sintesi proposta per una classificazione delle costruzioni sono stati differenziati due tipi di sistemi di travature a membrana: il *sistema a bassa pressione* e il *sistema ad alta pressione* (tab. 2, 3).
Nei *sistemi a bassa pressione* la differenza di pressione dei mezzi separati dalla membrana ammonta in generale da 0,001 fino a 0,1 atm.
Ciò significa che la membrana è tesa da una pressione da 10 fino a 100 KP/mq, che si manifesta perpendicolarmente alla membrana stessa.
Nei *sistemi ad alta pressione* la differenza di pressione ammonta da 0,2 fino a 0,7 atm.; questo significa che la membrana è tesa da una pressione da 2.000 fino a 7.000 KP/mq.
A seconda che i sistemi a bassa pressione creino strutture aperte o chiuse, essi si differenziano in « travature a membrana semplice » e in « travature a membrana doppia o a più membrane ».
Nella *travatura a membrana semplice* viene chiuso da una membrana uno spazio in condizioni di sovrappressione o di sottopressione. La membrana non è mai chiusa in sé, ed è direttamente o indirettamente collegata con il piano di costruzione. La membrana può essere: curvata in un solo senso da due parti nello stesso verso (sinclastica) oppure da due parti nel verso opposto (anticlastica).
Al contrario, le *travature a membrana doppia* o a più membrane determinano una membrana chiusa in sé. Esse sono indipendenti dal piano di costruzione. In inglese, questi sistemi sono di solito denominati « single wall » o « dual wall systems ».
I concetti di « sistema sostenuto ad aria » (air supported) e di « sistema gonfiato ad aria» (air inflated), introdotti da Walter Bird, molto diffusi per la differenziazione di spazi coperti ad aria portante, dovrebbero essere adeguatamente cambiati nel concetto di « sistema sostenuto da un mezzo » e « sistema gonfiato da un mezzo », nel caso in cui si voglia tener conto del fatto che una serie di travature a membrana piana

può essere stabilizzata adeguatamente, non soltanto mediante gas, ma anche mediante un liquido o un elemento granuloso.
Il concetto di « costruzioni a cuscino » (Cushion structure) è stato qui scartato, dal momento che è utilizzato in maniere differenti e non ha un significato univoco. Talvolta è usato per indicare tutte le travature a membrana doppia senza ancoraggi accessori, e talvolta anche per indicare sistemi ad alta pressione.
La seconda distinzione nell'ambito della classificazione a seconda che la pressione interna sia alta o bassa, appare priva di significato, dal momento che la stabilizzazione delle travature dipende soltanto dalla *differenza di pressione dei mezzi*, che vengono separati dalla membrana. Come è mostrato dai disegni, il *tipo* di pressione esercita una grande influenza per la forma della travatura e della struttura perimetrale, in modo che la differenza proposta diventa necessaria.
La terza differenziazione, relativa alla *stabilizzazione accessoria*, esercita un'influenza altrettanto essenziale sulla forma della struttura portante. L'appoggio accessorio è in generale indispensabile per strutture aventi grandi luci, in modo da ridurre il raggio di curvatura e con ciò la tensione all'interno della membrana. (La tensione è direttamente proporzionale al raggio di curvatura).
La suddivisione dei tipi di appoggio accessorio è determinata dall'ordine di grandezza:
– con *appoggi puntiformi* sono indicati appoggi interni singoli, che, a contatto della membrana, si dilatano assumendo la forma di anello, di tirante o di superficie gobba delimitata;
– con *appoggio lineare* si intende un appoggio interno accessorio, dotato di cavi disposti all'impluvio o al colmo, di archi a compressione o di supporti sollecitati a flessione.
Da queste caratteristiche di classificazione deriva, per quanto riguarda costruzioni a membrana semplice e a membrana composta, la suddivisione in 16 diversi sistemi, presentata nella tabella 2 (2.1, 2.2).
Sistemi a bassa pressione si differenziano dai sistemi ad alta pressione soprattutto per quanto riguarda l'*effetto portante* e la *forma*:
mentre *i sistemi a bassa pressione* determinano travature primarie, le quali trasmettono le forze dalla membrana, attraverso il mezzo portante, direttamente nel suolo, i *sistemi ad alta pressione* (cfr. *tab. 3*) assolvono normalmente la funzione di travature secondarie. (Al limite possono assolvere anche la funzione di travature primarie mediante un'addizione di più travature tubolari). Sono costituiti da elementi tubolari, ciò significa che presentano in una direzione una curvatura molto accentuata, nell'altra una curvatura minima. Sono disposti in modo tale da trasmettere nella direzione della curvatura minima forze di tipo trasversale. Possono assolvere la funzione portante di un trave, di un arco resistente a flessione, di una griglia o di un involucro reticolare, cfr. *tab. 3*.
Dal momento che le membrane possono sopportare soltanto forze di trazione, gli sforzi di compressione dovuti al carico devono essere compensati mediante una *pretensione*. La necessaria *differenza di pressione* è da 100 fino a 1000 volte più alta che nei sistemi a bassa pressione. *Sistemi ad alta pressione* presentano un'efficienza costruttiva relativamente bassa e perciò sono utilizzati soltanto quando la possibilità di un semplice montaggio e di un facile trasporto (minimo peso, minimo volume da trasportare) sono determinanti per la scelta di un sistema portante.
Dal momento che le costruzioni tubolari sono travature di tipo secondario, nei quali le caratteristiche di differenziazione menzionate non appaiono utilizzabili e significative, vengono qui scelte per una classificazione alcune caratteristiche geometriche:
1. l'andamento degli elementi (dritti, curvi);
2. il collegamento reciproco degli elementi (*continuo*: gli elementi e i loro mezzi di riempimento sono fra di loro collegati; *discontinuo*: gli elementi sono collegati, ma i mezzi di riempimento degli elementi non sono in collegamento tra di loro).
Negli schizzi seguenti (tab. 4) sono rappresentate le 64 combinazioni semplici significative derivate dagli 8 sistemi di travature a membrana semplice e doppia. (Viene mostrato un accoppiamento dei sistemi sia verticale che orizzontale). In una ricerca del T.U. di Hannover, condotta nella primavera del 1970, è stato precisato che finora dei 16 sistemi e delle 64 combinazioni significative sono state realizzate rispettivamente circa 1/3 e meno di 1/20. (Relazione di seminario sulle costruzioni pneumatiche, sezione di architettura T.U. di Hannover).

Tabelle 1, 2, 3

1. *Travature a piano sollecitate a trazione = travature a membrana*

a. semplici, senza sostegno supplementare
b. a sostegno « puntiforme »
c. a sostegno lineare
d. a sostegno a piano (retto idraulicamente pneumaticamente o granularmente)
e. combinazioni.

2. *Sistemi a bassa pressione*

1. Travature a piano a membrana semplice (sostenute da sostanze)
   01. Senza stabilizzazione supplementare
   02. Con stabilizzazione supplementare « puntiforme »
   03. Con stabilizzazione lineare supplementare
   04. Con stabilizzazione supplementare « puntiforme » e lineare
   1. Depressione
   2. Sovrappressione
2. Travature a piano a doppia membrana (riempita da sostanze)
   01, 02, 03, 04 (come da punto 1)
   1. Depressione
   2. Sovrappressione

3. *Sistemi ad alta pressione (costruzioni a tubi flessibili)*

01. Discontinuo
02. Continuo
1. Diritto
2. Curvo

David Geiger

STRUTTURE PNEUMATICHE SEMPLICI DOPPIE E DUALI. OSSERVAZIONI SUL PADIGLIONE AMERICANO ALL'EXPO DI OSAKA

Le strutture pneumatiche sono dappertutto intorno a noi – le gomme delle automobili, i palloni da spiaggia dei bambini – e tuttavia, per quanto riguarda le loro applicazioni all'edilizia, esse sono raramente capite e raramente usate dagli architetti e dagli ingegneri.
Le strutture pneumatiche ci offrono illimitate possibilità di forma e di ampiezza di luce, con costi ridotti rispetto a quelli delle strutture convenzionali. Benché l'azione nociva dei raggi ultravioletti e l'infiammabilità delle membrane flessibili abbia sinora limitato l'impiego delle strutture pneumatiche, ci troviamo oggi sulla soglia di nuovi sviluppi per cui le membrane possono essere considerate sia di durata permanente che incombustibili. Le radiazioni solari in alcuni luoghi hanno creato la necessità di impianti di condizionamento che possono annullare l'economia della costruzione, ma anche questo inconveniente è ora superato grazie all'uso di membrane composite che riducono i costi di condizionamento a quelli delle normali strutture. Sviluppi futuri possono condurre alla possibilità di una « copertura termica » che serve da collettore solare e da radiatore termico, permettendo così il completo controllo climatico dell'interno senza l'aiuto di energia supplementare.
Quali sono i vari tipi di strutture pneumatiche? Quali sono i parametri di progettazione? Quali sono le attuali limitazioni nel loro impiego? Le strutture pneumatiche si possono dividere in tre categorie: a membrana semplice, a membrana doppia e a membrana duale. In ogni caso la struttura è innanzi tutto progettata per resistere alle forze esterne del vento; per ragioni che saranno chiarite in seguito il peso della neve ha poca influenza sulla progettazione della struttura.
La forza del vento su di una cupola emisferica è indicata in *fig. 2a* (1). I valori per la massima depressione —1.0, e per la

nassima pressione positiva +0,90, sono al-'incirca costanti in quanto la struttura si .eforma e l'incremento della pressione in-erna *p* fino alla pressione di equilibrio (2) varia da 0,65 a 1,3. Per il valore più lto di questo incremento le strutture fles-ibili conservano più da vicino la forma ori-inale sotto l'azione del vento. Si hanno isultati simili per la cupola a tre-quarti di fera (*fig. 2b*); solo che la massima depres-ione e le massime pressioni positive au-nentano rispettivamente da −1,25 a +1,0 sono richieste pressioni interne più alte er mantenere la forma originale, p/q = 2,4. Se si considera una pressione interna guale alla massima pressione del vento, si ttiene un reticolo di forze sul tessuto ella membrana (*fig. 2e*), quali la somma elle forze del vento (*fig. 2c*), e della pres-ione interna (*fig. 2d*). È a questa combina-ione di forze che il tessuto deve resistere. e si usa un terrapieno o un'altra struttura olida per assorbire le forze positive (*fig. 2f*), llora soltanto le forze di aspirazione agi-ono sul tessuto della membrana. A que-o punto, la pressione interna è richiesta oltanto per portare il peso del tetto e dare lla struttura una completa stabilità dina-nica quando il vento non soffia o soffia sol-nto a raffiche. Di conseguenza, è necessaria na pressione più grande di circa 2-3 psf ibbre per piede quadrato) del peso del tet-o. Ciò produce un reticolo interno di forze gnificativamente minore di quello per le rutture pneumatiche alte di sagoma. La ressione interna, combinata con le forze el vento (come in *fig. 2e*), costituisce uindi un insieme di forze minore di quel-e che si hanno nelle strutture pneumatiche i sagoma alta. Ciò non significa che gli orzi nella membrana siano ridotti; poiché membrana, in modo molto simile a una atena o catenaria, sopporta un peso dato on uno sforzo minore di mano in mano he il raggio di curvatura (o l'abbassamen-o della catena) aumenta.

'ome risultato, abbiamo ora due opposte ndenze: le forze complessive sulla strut-ra decrescono al decrescere dell'altezza, na le forze interne per una *data* forza ester-a aumentano al diminuire dell'altezza.

Quando non si usa un terrapieno o un'al-a struttura solida per assorbire le forze ositive del vento (*fig. 2e*), l'altezza ottimale sulta essere approssimativamente il 20 % ella luce. Quando la forza positiva è assor-ita dalla struttura solida, di nuovo il vento trova di fronte una struttura complessiva on un'altezza di circa il 20 % della luce, na la membrana del tetto ha un'altezza otti-nale di circa il 5-7 % della luce. Un'altezza osì ridotta sarebbe impossibile per una upola a compressione a causa della defor-nazione, e in ciò sta il principale vantag-io delle strutture pneumatiche a sagoma assa: è possibile cioè ridurre le forze del ento senza avere i problemi di instabilità omuni alle altre strutture.

er le *strutture a parete semplice*, la pres-ione interna *pI*, è nello spazio occupato *fig. 2d, 2e, 2f*), invece per le *strutture a pare-e doppia* lo spazio occupato è pressurizzato on una pressione *pI* che agisce sulla parete nterna della membrana, mentre lo spazio ra le due membrane è pressurizzato con na pressione lievemente inferiore, *p2*, di randezza sufficiente per resistere alle forze el vento sopra descritte. La seconda mem-rana può essere richiesta per una quantità i ragioni: per fornire una camera d'aria i isolamento; per accrescere in modo deci-sivo il fattore di sicurezza contro lo sgon-fiamento, in quanto un foro nella membrana superiore o inferiore verrebbe chiuso dalla fuga di pressione *p2* che provocherebbe l'avvicinamento delle due membrane e la chiusura dei fori, ad eccezione che nel caso che questi coincidano nella membrana superiore e in quella inferiore. La parete doppia inoltre è usata per permettere proiezioni filmiche sulla superficie interna; le proiezioni su di una membrana semplice sono infatti poco pratiche a causa delle deformazioni che il vento produce sulla membrana flessibile.

Se le membrane interna ed esterna fossero collegate da tessuto o legacci, sarebbe allora possibile pressurizzare soltanto lo spazio compreso fra queste due membrane come mostrato in *fig. 2h*. Questa è la *struttura pneumatica a parete duale*, o *struttura gonfiabile*. Presenta il vantaggio di avere lo spazio interno a pressione atmosferica e di conseguenza, le valvole di pressurizzazione, le porte girevoli etc. sono superflue per entrare in questo spazio. Questa struttura, tuttavia, si comporta in modo molto diverso dalle strutture pneumatiche a parete singola e doppia precedentemente esaminate. Mentre le strutture a membrana singola e doppia agiscono come strutture a membrana, le strutture a parete duale si comportano in modo molto simile a quello di una volta, con flessione e possibilità di torsione nello spessore della volta. Ciò lo si vede molto facilmente se si considera un corpo libero posto fra la struttura duale e il terreno (*fig. 2i*).

È evidente che la tensione del tessuto equilibra la pressione che agisce soltanto fra le due pareti e non all'interno della struttura. Di conseguenza, per ottenere tensioni uguali nel tessuto, occorrono pressioni interne molto più alte. La tensione e di conseguenza la pressione devono essere sufficientemente alte in modo che la forza di ribaltamento del vento (*fig. 2j*) possa essere contrastata dalla coppia che si stabilisce fra le due membrane, senza che il tessuto di queste ceda sul lato sottovento. Una struttura pneumatica a parete duale e a bassa sagoma ha gli stessi problemi di una cupola a compressione.

Per le strutture pneumatiche a sagoma alta, il peso della neve non costituisce un problema in quanto la perdita di calore attraverso la membrana è generalmente sufficiente per sciogliere la neve negli strati inferiori, producendo così lo slittamento della neve dal tetto.

Le strutture pneumatiche duali e quelle a doppia parete permettono inoltre di usare lo spazio fra le due pareti come un elemento pieno di trasmissione di calore, così da sciogliere la neve in modo più efficace.

Nel caso di strutture pneumatiche a sagoma bassa, la neve non scivolerà via dal tetto per cui o si scioglie o il suo peso viene direttamente sopportato dalla pressione interna. Se il peso della neve sul tetto fosse uniforme, l'aumento di pressione interna non si risolverebbe in un aumento di tensione sul tessuto. Altrimenti, nelle zone in cui il carico di neve sulla copertura è minore, gli sforzi nel tessuto aumenteranno a causa dell'aumento di pressione, ma, normalmente, questo aumento degli sforzi sarà comunque inferiore agli sforzi massimi dovuti al carico del vento e quindi non sarà un fattore rilevante nella progettazione della membrana. L'aumento di pressione suaccennato deve tuttavia essere considerato un fattore rilevante nella progettazione delle apparecchiature di insufflamento e di tutti quegli elementi – come per esempio le porte – che devono mantenere il differenziale di pressione.

Il più grande esempio di una struttura pneumatica a membrana singola è il « Telstar Radome » ad Andover, Maine (*fig. 4*).

La struttura pneumatica duale venne usata per gli spazi di ingresso e uscita della mostra itinerante « Atomi per la pace », organizzata dalla commissione di energia atomica degli Stati Uniti (*fig. 3*), mentre la struttura a doppia parete venne usata per lo spazio principale di questa stessa mostra.

Il padiglione degli Stati Uniti all'Expo di Osaka, Giappone, è la sola struttura a parete semplice e a bassa sagoma che sia mai stata realizzata (*figg. 1, 5, 6, 7, 8*). È anche la struttura pneumatica a più ampia luce che sia mai stata costruita, con luce di 460×262 piedi (m. 138 × 78) e un'area coperta di 100.000 piedi quadrati. Il peso totale del tetto era di una libbra per piede quadrato, mentre il costo totale, compreso l'anello periferico e la fondazione fu di 4,50 dollari per piede quadrato. La pressione interna era di 5 libbre per piede quadrato, ovvero 0,03 psi. Un cinquecentesimo cioè di un'atmosfera, corrispondente alla differenza di pressione fra il settimo piano di un edificio e il livello stradale. Una simile differenza di pressione è trascurabile e non è percepibile dalla gente che entra nell'edificio.

Per strutture pneumatiche a grande luce e a sagoma bassa, gli sforzi della membrana sono talmente grandi che l'uso di una semplice membrana in tessuto è impossibile. Ad Osaka vennero usate funi ad alta resistenza (diametro da 1,½ a 2,½ pollici e distanza di interasse di 20 piedi) per coprire la luce di gittata e servire come reticolo di funi a supporto della membrana appoggiata ai cavi. La membrana era costituita da un tessuto di fiberglass con verniciatura vinilica, avente una forza di tensione a strappo di circa 500 libbre per pollice. Il fatto che la membrana fosse traslucida e il basso profilo della copertura davano la sensazione del cielo e lo spazio interno assumeva tutte le caratteristiche fisiologiche di uno spazio esterno, pur trattandosi di uno spazio climatizzato. Questo è forse il lato più caratteristico di questo tipo di struttura (*figg. 1, 7, 8*).

Le funi di gittata ad alta resistenza vennero ancorate a un anello di compressione in cemento (*fig. 10*). La grandezza delle forze di ancoraggio era tale che si dovettero equilibrare nel modo più efficiente possibile; ciò fu possibile stabilendo la relazione necessaria fra la forma dell'anello, la direzione dei cavi e le ordinate della copertura, così che, per un carico uniforme, non si producessero momenti flettenti nell'anello, cioè a dire l'anello venne calcolato come una funicolare per una condizione di carico uniforme.

Il carico del vento sul lato contro vento, variava da zero a un massimo al colmo, e poi rimaneva costante sul lato sottovento. Non essendo quindi uniforme, causava piccoli momenti flettenti nell'anello. Poiché l'anello era funicolare, poté essere situato in cima a una piattaforma di terra e le forze orizzontali trasmesse alla piattaforma vennero limitate controllando l'attrito fra l'anello e la sua base. Venne tuttavia mantenuto un attrito sufficiente ad evitare che even-

tuali movimenti sismici causassero uno slittamento del tetto dal suo basamento. L'anello inoltre servì a controbilanciare le forze cui era sottoposta la copertura, compresa la aspirazione di 29 psf dovuta ai venti del tifone. Di conseguenza, il massimo peso verticale sulla piattaforma di terra si verificò durante la costruzione, prima che il tetto fosse gonfiato, e fu di 500 psf, compreso il peso dell'anello in cemento e il peso morto delle funi distribuito lungo il perimetro.
L'uso di un anello funicolare di compressione non pone limitazioni alla forma della struttura in pianta, così come molti sarebbero portati a credere. L'anello per il padiglione USA venne determinato dalla equazione di una super ellisse:

$$\left(\frac{X}{a}\right)^{2{\cdot}5} + \left(\frac{Y}{b}\right)^{2{\cdot}5} = 1$$

ma l'esponente 2,5 avrebbe potuto assumere qualsiasi valore, compreso l'infinito, per cui l'anello sarebbe stato rettangolare. Ciò che conta per l'anello caricato secondo una funicolare è che c'è un'unica relazione richiesta fra la forma dell'anello e la direzione dei cavi.
È questo il principio che sta alla base delle applicazioni brevettate dall'autore negli Stati Uniti e in Giappone.
Prendendo in considerazione gli anelli funicolari, la maggior parte della gente riconosce intuitivamente che un anello circolare è caricato in modo funicolare da forze uguali radiali (*fig. 11*). Questo anello è stato usato nella progettazione di copertura a cavi dove era necessario un anello di tensione anche al centro dove altrimenti i cavi si incrocerebbero. È il peso dell'anello di tensione e dei cavi al centro della copertura che rende questa disposizione di cavi inadatta per una struttura penumatica, in quanto si verrebbe a formare un'ondulazione in questo punto, l'acqua ci si raccoglierebbe e conseguentemente la copertura crollerebbe. Col riconoscere che il cerchio e il rettangolo appartengono al gruppo della super ellisse, diventa ovvio che ciò che è vero per una di queste forme è vero anche per le altre. Di conseguenza se rivolgiamo la nostra attenzione al rettangolo, è ovvio che questo anello è caricato in modo funicolare sia dai cavi disposti lungo le diagonali, sia dai cavi coincidenti con i lati. Inoltre, si può dimostrare che è questo il caso per la super ellisse e per il cerchio. Di conseguenza i cavi possono essere progettati in modo da caricare questi anelli in modo funicolare, sia quando i cavi sono paralleli ai diametri maggiore e minore, sia quando sono paralleli alle diagonali del rettangolo circoscritto, altrimenti conosciute come diametri coniugati.
Una volta che ci si è resi pienamente conto di queste relazioni, diventa alternativamente possibile stabilire dapprima le direzioni dei cavi e la grandezza delle forze dei cavi, e quindi determinare la forma necessaria dell'anello in modo che sia funicolare. Diventa ora chiaro che le strutture pneumatiche a sagoma bassa non sono necessariamente limitate, quanto a configurazione della pianta, dalle grandi forze orizzontali di ancoraggio. Esiste una grande possibilità di variazioni. Non è più necessario costruire stadi circolari per attività che si svolgono secondo schemi rettangolari.

Se prendiamo in considerazione cavi di acciaio e un anello di compressione in cemento, trasformiamo la struttura pneumatica da una struttura temporanea smontabile in una strutura permanente. Diventa perciò necessario prendere in considerazione il tessuto di copertura che a sua volta può essere considerato permanente. È in questo ordine di idee che i « Laboratori per la strutture educative » (3) finanziarono all'autore una ricerca affinché studiasse cambiamenti al progetto di Osaka tali da permettere l'uso di questa forma strutturale per installazioni permanenti – abitazioni per studenti, stadi e la eventuale copertura di interi campus per college. Occorre tener presente che finora tutti i materiali usati per le strutture pneumatiche erano intaccati dai raggi ultravioletti entro un periodo da tre a dieci anni. Questa degradazione poteva essere ritardata rendendo opaca la membrana, ma per strutture di grandi luci questo accorgimento diventava architettonicamente negativo.
La membrana usata ad Osaka era fiberglass con verniciatura vinilica. Il fiberglass era un tessuto a filamenti minuti (3 micron di diametro) privo degli attributi di fragilità comuni al vetro. Il fiberglass, per via della sua incombustibilità e alta resistenza è un elemento strutturale ideale se il tessuto di vetro può essere al riparo dal vapore e se il tessuto è protetto dall'abrasione sia da parte di elementi estranei che da parte di altre fibre di vetro. È la verniciatura che serve a proteggere il tessuto e a rendere impermeabile la membrana. La verniciatura inoltre, mediante sigillatura a caldo, trasmette gli sforzi da un foglio di tessuto a quello successivo. Nel corso della ricerca risultò chiaramente che il materiale che andavo cercando era quello già in uso nell'industria, nelle cinghie di trasmissione.. Si trattava di un fiberglass verniciato in Teflon (4), che essendo prodotto in larghezze superiori ai sedici piedi permetteva di controbilanciare, con ciò che veniva risparmiato nella fabbricazione, i più alti costi del materiale base. Il Teflon è inerte; non si degrada sotto l'azione dei raggi ultravioletti e sublima a temperature di circa 700 °F. È facilmente sigillato a caldo. L'autore lo sta attalmente usando nella Field House del Milligan College (Tennessee), una struttura pneumatica a doppia membrana con una luce di 320 × 120 piedi con un anello di compressione curvato di forma quasi super ellittica. Il costo della copertura, anello compreso, è di circa $ 5,50 per piede quadrato. Di questo costo complessivo, la membrana in tessuto di fiberglass verniciato in Teflon costa sul posto $ 3,75 per piede quadrato (*figg. 12, 13*). Mentre ad Osaka la membrana a tessuto semplice (non a doppio strato) con verniciatura vinilica costò $ 2,70 al piede quadrato. La membrana a doppia parete è translucida per il 5 % e ha un fattore *U* di 0,3.
Poiché tutti i componenti della copertura sono incombustibili, è ora possibile ottenerne una classificazione di struttura permanente, all'interno dei correnti codici di costruzione. Le strutture pneumatiche a bassa sagoma possono essere progettate in modo tale che in caso di deflazione la copertura resti comunque sospesa al di sopra del pavimento senza interferire con lo spazio interno attrezzato.

Una volta che i materiali usati nelle strutture pneumatiche possono essere considerati permanenti, diventa possibile prendere in considerazione installazioni di considerevole luce, e diventa quindi possibile la copertura di larghi spazi. Col crescere della luce i costi crescono gradualmente, ma non così rapidamente come nelle strutture tradizionali. È evidente che succeda così se si considera che per le strutture convenzionali l'aumento della luce produce un aumento delle forze interne con conseguente aumento di materiale; l'aumento di materiale, a sua volta, produce un aumento delle forze interne e così via, secondo un processo che si mangia continuamente la coda.
Mentre invece, *per le strutture pneumatiche il peso morto della copertura è trasmesso al terreno direttamente attraverso colonne d'aria e non è trasmesso orizzontalmente attraverso lo spazio.* Soltanto le forze di aspirazione del vento devono lavorare lungo il perimetro della struttura. Di conseguenza, si possono prendere in considerazione luci illimitate e cominciare a pensare a coperture per spazi di centinaia di acri (*fig. 14*). In effetti, col crescere della luce, decresce la possibilità di deflazione poiché la riserva di volume di aria immagazzinata all'interno dell'involucro elastico della copertura ha raggiunto ormai una scala tale per cui una puntura dovuta a fenomeni naturali diventa insignificante. Inoltre, il peso della copertura è tale che la forza ascensionale dovuta al gradiente termico nella stratificazione dell'aria all'interno della struttura più la spinta dovuta alle forze del vento che si integrano sopra la larga superficie della copertura cominciano coll'esercitare forze tali che la pressione differenziale richiesta da sistemi meccanici è o minima o addirittura superflua. Diventa quindi possibile considerare la copertura come flottante al di sopra del terreno e trattenuta al terreno mediante cavi con un tubo di aria gonfiata che serve da anello di compressione e da margine-guida della membrana pneumatica. L'anello inoltre irrigidisce la membrana nelle regioni dove le forze dovute alla forza ascensionale termica non sono sufficienti a stabilizzare la membrana.
La membrana di un pallone da spiaggia avvolta intorno al cerchione di una ruota è diventato l'elemento essenziale della ruota pneumatica. Le strutture pneumatiche che cominciarono come semplici oggetti distinti si sono trasformate nelle strutture smontabili di oggi. Domani potranno diventare delle capsule flottanti per le nostre città, dal momento che il tentativo dell'uomo di controllare l'ambiente in cui vive è tutto da meditare.

---

(1) *G. Begar, E. Macher: « Result of Wind Tunnel Tests on Some Pneumatic Structures ». Atti del I° Convegno Internazionale sulle Strutture Pneumatiche.*

(2) *La pressione* q *di equilibrio è relazionata alla velocità del vento* v *tramite l'equazione* $v^2 / 2g = q$, *dove* g *è l'accelerazione di gravità.*

(3) *Una società non-profit finanziata dalla Ford Foundation.*

(4) *Il Teflon è un prodotto Du Pont.*

A. Bottero

TECHNOLOGICAL RESEARCH AND ARCHITECTURE

MUNICH'S TENSILE STRUCTURES AND « PROGRESS »

The question of technological experimentation is inevitably tied up with the concept of progress in Western society. For the tendency nowadays is almost automatically to identify the idea of progress with conspicuous achievements. Is not the conquest of the moon in fact the symbol *par excellence* of scientific and technical progress and hence of progress as a whole? Millions and millions of poor people have been struck and spellbound by the astronauts on their incredible moonwalks and induced to re-live them on television, drowning their everyday commuter misery in the great « collective » conquest — kindly managed on behalf of mankind by the U.S. dollar and U.S. power.

One may legitimately wonder what impact on visitors will be made by the gigantic tensile structures at Munich, which are another unquestionable manifestation of technical progress – this time kindly arranged for mankind by the mark and by the Federal German Republic. The worldwide press, which naturally includes *Zodiac,* will be concerned with spreading information on the great technical event and recording its salient features. For that matter, the Munich structures have already been defined, by one or two witty reporters, as a fact at least as important as that of the Eiffel Tower: that is, as the most typical and daring feat of structural engineering of the 20th century, just as the Eiffel Tower was the boldest and most representative constructional work of the 19th century. Though of course, the Eiffel Tower is a simpler and more easily remembered symbol than the Munich tensile structures. The Tower is moreover a primordial (phallic) symbol which appeals to man's instinctive urge to assert himself.

Munich, on the other hand, produces a more indirect effect, despite the unusualness of the tensile structures which cover the stadium, gymnasium, swimming pool and access area between the stadium and the swimming pool. Certainly the attentive observer will notice the gigantic size of the pillars which, like masts on a sailing-ship, hold up the roofing « sails » by means of cables. He will notice that, from some angles, the stadium looks positively like a full-rigged ship that for some unknown reason has been left stranded on land instead of sailing across the oceans as would seem more appropriate and sensible. He will also notice this unusual repetition of ships' masts, rigging and sails throughout the whole of the Olympic Games area between the stadium and the swimming pool. But I do not believe the ordinary observer, even if he is attentive, will be capable of realizing the astonishing actual cost of the work, in terms of invention, organization and, naturally, money. Indeed it will be up to mass media (press, television and trade journals) to focus on the technological significance of the Munich tensile structures and publicize their unprecedented characteristics and aspects.

However this « happening » is received by the ordinary man, the fact therefore remains that it will officially and culturally be recognised as a remarkable technological feat, as indeed it is, but also, more generally and more arguably, as a symbol of progress. And with this I return to my opening statement identifying the idea of social progress with technological development. This assertion should be further qualified: in the ideology of the ruling classes, social progress is above all symbolized by the realization of technique and of technological power. So, in the final analysis, it *is* the realization itself, and coincides with it insofar as it represents it.

ARCHITECTURE AND ACADEMIC TRADITION

Architecture is a complex social fact, involving factors of different kinds that cannot easily be reduced to each other.

Vitruvius' three famous parameters – *venustas, utilitas, firmitas* – have constituted a basic point of reference from the humanistic age to the present day. In modern terms, they may be translated as: form, function and technique. The question – what relation of necessity links these three factors? – runs like a virtually uninterrupted thread through architectonic reflection, from the Renaissance writers of treatises up till American and European functionalism. From the Renaissance to the age of enlightenment the « model » for architectural composition was indicated in nature, in that only what is « natural » is harmonious – in the same way as the musical harmony theorized by Zarlino is « natural ». Architecture must be referred to music, since architecture, like musical intervals, relies on a system of mathematical relations. And the argument as to whether or not architecture is to be regarded as inferior to music has been resumed from Vignola up till Blondel and Boullée. Boullée maintains that architecture is privileged in that it is closer to nature than the other arts (« ... I reply that... I consider as art everything whose object is the imitation of nature... and that if I manage, as I dare to believe, to prove that architecture, in its relations with nature, is perhaps still more privileged than the other arts, it will then be necessary to concede me the point that if the art of architecture has not progressed as the other arts have, this can be blamed only on the architects, whom I nevertheless believe to be forgivable, after the list made by me of the obstacles that have been, and still are, placed in the way of perfection in architecture... ») (1). To Boullée's mind, the regularity of elementary geometrical bodies constitutes the dignity and harmony of architectural forms and hence also of volumes (« Why is the shape of regular bodies seized on sight? Because their forms are simple and their faces regular, and because they are repeated. But since the strength of the impressions we receive upon seeing objects is due to their evidence, what makes us distinguish regular bodies in particular is the fact that their regularity and symmetry are the image of order and that this image is that of the evidence itself.

These observations show that men have not been able to produce definite ideas about the form of bodies until they have first conceived the idea of regularity. After noting that regularity, symmetry and variety constituted the form of regular bodies, I realized that this compound of properties constituted the proportion. It is proved that *the proportion and the harmony of bodies are established by nature* and that, owing to their analogy with our perceptive organization, the essential properties of the bodies have the capacity to strike our senses ») (2).

This sounds like an *ante-litteram* Le Corbusier talking: « Beautiful forms are primary forms, because they can be read clearly... Our eyes are made to see forms under light; the light and shade reveals the forms; the cubes, cones, spheres, cylinders or pyramids are the great primary forms which light clearly brings out; their image is consequently sharp and tangible, with no shades of doubt. This is the reason why these are *beautiful forms, the most beautiful forms...* Architecture, which is a question

of plastic emotion, must, in its own field, ... employ elements capable of striking our senses and satisfying our visual wishes, and it must furthermore arrange these elements in such a way that their sight becomes evident to us...; these elements are plastic; they are forms which our eyes see clearly and which our spirit measures. These primary forms... act physiologically on our senses (sphere, cube, cylinder, horizontal, vertical, oblique, etc.) and excite them ». And again: « Engineers produce architecture, because they use calculations taken from the laws of nature and their works cause us to feel the HARMONY » (3).

In many ways, therefore, Le Corbusier comes under the classical academic tradition. He hurls curses at styles and upholds that one must « take the Vignola out of architecture ». But, like Vignola, he still believes that harmonious proportions are « natural » proportions and, like Boullée, that the volumes which through empathy are capable of exciting us are regular volumes (sphere, cone, and cylinder).

In the meantime, however, the industrial revolution has taken place. The debate on styles and proportions in architecture is now confronted with the anonymous production, on an increasingly large scale, of objects in series and machines for making objects. These machines are themselves more or less involved objects, often having an interesting form and are, above all, functionally adapted to the task they have to perform. Vitruvius' third parameter – technique – is presented as a conditioning factor and comparison with harmonious forms proportioned according to nature and to academic tradition; so « functional » becomes synonymous with « natural ». Thus Le Corbusier tells us that the telephone has the same dignity as the Parthenon, and that ships are the most beautiful, the most practical and the most economical of houses. They are machines where one lives comfortably; indeed they are the « *machine à habiter* » *par excellence* from which the modern architect must draw his inspiration for his own constructions.

The technique of industrial production impresses architects' minds in a twofold way: functionality and rationality vis-à-vis the purpose (which therefore becomes man's new law of nature), and the inedited formal result, charged with a beauty and expressiveness of its own, which is comparable to « natural » academic beauty. Le Corbusier therefore admires the functional organization of life on board a ship, where services are centralized (« My steward looks after 20 other passengers besides myself. I therefore have *one twentieth of a steward* at my service. What a drop in the cost of living! ») (4). And, on the other hand, he also admires the typical « style » of ships: portholes, decks for « architectural walks », and ribbon windows.

In Le Corbusier's early, luxury villas, for example, the house at Garches for Gertrude Stein's brother, these stylistic features are used only by way of analogy with the functional organization of a ship. However, Le Corbusier never abandoned his elaboration of the functional-organizational argument (on an architectonic level – building typologies – and on a town-planning level) which for that matter characterizes all European rationalism.

The modern movement sees building typologies as closely linked to standards, and standards are a universal system of measuring functions. One might almost say that standards are for the modern movement what the numerical system of proportions was for the academic tradition. Only that which is functional (i.e. harmonious, proportional according to standard dimensions) is beautiful. But what does functional mean? Any solution, for example, that resolves the problems posed by industrialization, urbanization and the mass society, with the least possible wastage and the highest potential quantification, is functional. Standards translate into figures man's everyday spatial needs. What are these needs? Those which enable him to survive, as a biological being, in the age of mechanization and industrialization.

I say: « as a biological being » rather than as a social being. In other words, as an animal moving among machines with the same naturalness with which a leopard moves through the jungle. Machines are his new jungle, which is dark and dangerous, but also, when examined closely, of fantastic beauty; and man, in the midst of these machines, has to perform certain « natural » and « biological » functions: he has to work, live, travel and amuse himself.

But acceptance of the « naturalness » of the industrial capitalist system has a price, namely the removal of the consideration of the specific quality of social life, of the extension of the material problems holding up its structure and of the symbolic interaction which expresses that structure. By specific quality of social life I mean that compound of regulations, values and forbidden things that characterize a culture. By material problems I mean the economic organization of the capitalist production system which determines the social class struggle. By symbolic interaction I mean not just the different languages of social behaviour, but also the different educated languages (artistic and scientific) that symbolize and express a given culture.

This removal is expressed through some very clear-cut symptoms. On the one hand, as has already been seen, through functionalism, or the organization of functions according to a standard of « rationality » and « natural harmony » designed to reconcile the parameters of *utilitas* and *venustas*. On the other: through the exaltation of the parameter of technology which, as a functional and rational process *par excellence*, is naturally connected with the parameter of beauty, thereby becoming a symbol of perfection and progress. Still to be explored, beyond the vision of functionalism and technological motivation, are the social sphere (stratification into classes allocated to different roles and ways of life) and that of its productive organization, in addition to the specific nature and complexity of the language that expresses it.

MORPHOLOGICAL EXPERIMENTATION

The tensile structures of Munich, as the worship of a technical achievement and the inclusion of theoretical research in a particular ideological field (technological research = the search for rationality and functionality; and therefore: technico-scientific progress = social progress), constitute a negative and criticizable fact. In the official commemorative version and in the intentions of the purchaser, they in fact repropose, on a macroscopic scale, all the misunderstandings of functionalism mentioned hitherto. Nevertheless it would be foolish and rash to condemn technological research in itself on account of these misunderstandings. It is the attitude behind the research and not the research itself that is to be accepted or condemned to varying degrees. For example, if technological research is taken in one particular sense: namely as experimental, morphological research, it is the negation of the parameters of functionalism and as such amounts to an alternative to disciplinary sclerosis. What it is inquiring into is the laws of conformation of matter with a view to certain spatial results. « Nature » and its laws are the inexhaustible source of study and inspiration, but in this case « nature » is something quite different from the « nature » of the classical academic tradition and from that of functionalism. Here the attitude towards nature is of a scientific type which is experimental inasmuch as it is not taken for granted beforehand and is however geared to the determination and utilization of natural forms. « For, in science, forms are what they are: the spatial possibilities of nature, which are certainly innumerable but not devoid of laws. Imagination, and our faculty to see, are far from capable of using up these possibilities, which are however contained within certain limits against which nature itself is impotent since they constitute the Nature of things » (5).

With the exception of Fuller, whose experimentalism belongs to an absolutely original philosophical outlook, the above words quoted from D. G. Emmerich may be referred to the whole of the morphologico-structural current, from Robert Le Ricolais right up to Frei Otto. In the work of both Le Ricolais and Frei Otto, for example, the figuration and calculation of new possible structures starts out from a careful study of natural phenomena such as the surface tension of soap solution films, or the structural configuration of certain marine organisms (radiolaria). These possible new structures are generally not limited by use determinations, which does not mean that these structures cannot be used. On the contrary, once the advantages they offer have been established (lightness, economy of materials, capacity to cover large spaces), the designer will be able to judge their most fitting use. For that matter the generic character which all the morphologo-structurists indicate for the destination of their products is typical. At times the discrepancy between the possibilities for use indicated and the present functional demands of the market is so great (besides its immediate productive capacities) that the designers' recommendations overlap straight into Utopia. Fuller's geodesic cupolas to acclimatize whole cities are Utopian (see his proposal for Manhattan), and so are his tetrahedral cities (floating or otherwise). Le Ricolais' sky-rail is idealistic, with 500-metre spans and the setting-up of an air network of urban thoroughfares; and so is his Trihex traffic arrangement. Finally, Frei Otto's pneumatic hot-houses, which acclimatize vast areas of land, are Utopian. But as we are dealing with extrapolations partly based on calculus, it would perhaps be more appropriate to talk about the anticipation of possible uses of possible structures in a not clearly defined future, rather than about actual Utopias. All these design pro-

posals in fact (again perhaps with the exception of Fuller, who would have to be treated separately) lack that message of amazed admiration and that utterly fantastic headlong rush towards a physico-spatial arrangement of the world completely abstracted from the present situation. This emotive type of Utopian attitude presupposes a total overturning of experienced reality (I quote, for example, S. Elia's futurist city or Archigram's Plug-in City) and, as the desire for, and expression of, radical change from the existing functional models, it paradoxically connects up (through negation) with the logic of the functionality and the rationality-vis-à-vis-the purpose, which it would like to overcome. For, as Emmerich says: « Rationalism, as an architectonic theory, has raised problems without obtaining an answer. It has in fact confused vital issues with merely circulatory ones, in a vain attempt at deification which, driven to the extreme, ends up identifying urbanism with visionary abstraction, and architecture with the health system, that is to say, man with his intestines » (6). Emmerich counters this interpretation of function with one derived from structural experimental research. « ... If one really wishes, despite everything, to use the expression « function », it would have to be understood in a broader sense, as a set of permanent and possible properties — of whatever determinant factors — which, when related in a structure and put under the effect of a field of forces, generate a form. It is clear here that function does not mean just destination or use, and a function can, in fact, be satisfied by different forms, and conversely, several functions can be satisfied by one form » (7).

It is precisely this different concept of «function » and functionality which guides experimental morphological research. In it the function becomes an essential element if it is understood to mean an « internal » organizing principle rather than one that is external to the form itself. The constructed matter should be explored so as to bring out its organization laws, which spring not so much from its destination or acquisition of use as from its morphological consistency within the laws of « nature ». I say « nature » in that for the structurists the morphogenesis of design is similar to that of biology and of natural organisms. In fact, biologists like D'Arcy Thompson or Monod-Herzen (I refer here to Le Ricolais in particular) are recurrently quoted with good reason, and the same applies to the reference to the laws of crystallography and of the aggregation of matter in crystals according to certain laws of symmetry.

This is not the place to discuss the different lines of thought pursued by the structurists (8) who obviously, although starting out from common principles, diverge later in the development and application of these principles. What is worth noticing is that the structurists repropose a number of traditional parameters of architecture in new terms. It is not so much a question of the engineering type of experimental attitude, which basically has always existed and which, as Giedion pointed out in « *Space, Time and Architecture* », accompanied all eclectic architecture of the last century. It is instead a matter of a widespread feeling of dissatisfaction with the traditional modules of architecture and an attempt to create an original approach which, all things considered, implies a new definition of the architectonic language. The formulation of this need is not always clearly expressed. Sometimes it is merely implicit and deductible by hints or by the indirect meaning of research. But in some cases – see Emmerich, for example – it is clearly theorized. In the case of Fuller the theorizing actually proceeds at the same pace as the research, which is justified by the theory, and vice versa. However, as I said earlier, Fuller is a case apart, owing to the complexity and extent of his philosophic « system » (9). On one side, in fact, it advocates an overall recomposition of all aspects of reality, not unlike certain solutions already offered by functionalism. But on the other side, the main co-ordinates of this « system » are defined as profoundly in contrast with functionalism, both because, as Fuller says, the real functions are not the immediately evident ones but rather those « invisible » functions of strategic co-ordination of worldwide resources, and because Fuller's design, in his approach to the survey of natural laws, aims to develop static and constructive systems – geodetic cupolas and tensegrity synergetic systems – that are completely unhampered by distributive and functional end-purposes.

A further significant contribution to structurism comes from A. Neumann's thought (10). In a manner relatively similar to that of Fuller, Neumann departs from a study of the geometrical subdivision of space and of close packing, that is, the possibility of arranging geometrical solids together in compact configurations. But Neumann's attention is focused not so much on the « system » of natural laws (and on the metabolic function of man on the earth's crust), as on the semiotic system of architectonic idiom. In a deliberately provocative way, Neumann defines architecture as a three-dimensional ornament. Adolph Loos' slogan: « Ornament is a crime » is turned upside-down into: the ornament is meaningful as a flat two-dimensional spatial language (traditional ornament) or as three-dimensional and volumetric language (architecture). The two-dimensional ornament springs from the laws of symmetry: « It is a play of rotations, translations, reflections and inversions... » in which a certain association occurs between meaning and form, but where « ... from the two ornamental determining factors: the associated meaning and the abstract form – the latter is by far the more invariable. In three-dimensional architecture the so-called function corresponds to the meaning in two-dimensional ornament. The principle of space division is more constant than the changeable function. The morphology of an object has nothing to do with its use, or what one calls its function » (11).

These brief references clearly show the tangent point between Neumann's and Emmerich's thinking: the proclaimed independence between form and function. Also of particular interest is Neumann's assertion regarding the relative invariance of linguistic forms (in this case the reference is to a spatial language) in relation to the variation of meaning, that is, to the content and hence to the function (12).

This is in fact the central point which is implicit in the work of the structurists and which makes it worth talking about. It in fact assumes the consideration of spatial facts and their organization as a science, according to laws that are relatively independent from the historical process of social organization. The modern movement's attempt – to read an immediate correspondence between organization of social facts and organization of spatial and architectonic facts – is denied here. The interest, as we have seen, shifts to spatial morphology as an autonomous science.

THE SCIENTIFIC DEVELOPMENT OF KNOWLEDGE AND HISTORICAL MEDITATION

How is one to evaluate the structurists' cognitive attitude? In what way is the criticism which, more or less explicitly, they level at functionalism, topical and cogent? For example, is not the parameter of technology, which has played such an important role for functionalism, to the point of becoming the fetish of an epoch and the symbol of progress, perhaps once again the centre of structurist attention and hence once more mythicized as a central element in the architectonic fact? And if we reproach functionalism for the thoughtlessness and improvisation with which it has tackled the social issues involved in industrialization, how will it be possible to assess an attitude like that of the structurists, which utterly neglects these problems on the grounds that, not only are they not within its province, but that they even constitute a real obstacle to the invention of any architectonic structure?

Let us go back for a moment to Le Corbusier. His architectural outlook envisages a total organization of the new industrial society throughout the country: from the basic cell of this society – the family – aggregated in new, adequate functional typologies, like his « *Unités d'habitation* » or « *Immeubles villas* », to concentrations of the population across the land according to three functional typologies, to the development of three different types of socio-economic activities, namely the concentric commercial city, the linear industrial city and the agricultural exploitation unit. The spatial and architectural order within which family life is conducted expands to the point of becoming an urban and territorial order. Not just the family, therefore, but the whole of society benefits from this spatial order which is such for the very reason that, and to the extent which, it reflects an orderly distribution of social classes throughout the territory, which is functional to a harmonious economic and productive growth.

The success of the spatial and architectural result may be traced to the organizational and sociological one. An absolute transparency between the two terms is implicit. As in certain paintings by Magritte, the artist « cuts out » a piece of the external landscape which he sees beyond the window-panes, and superimposes his own brushwork on it, which is so perfect as to look « natural » and to fit perfectly into the natural landscape. But what is true and what false? The perceived landscape or the drawn one? Or are they both false, buried as they are, in an ambiguous state of cross-references?

Le Corbusier's grandiose architectural system, which for a moment might have seemed perfectly to match a certain image of the social landscape of the time, is today irremediably abstract and unfeasible. The artist's all-embracing cognitive claim failed before the impossible task of carrying out an overall subjective reading of reality.

To admit this impossibility and to relin-

quish an overall subjective reading of reality means to be aware of the progressive scientific monopoly of knowledge that characterizes today's capitalist society.
Furthermore, it means registering the fact that this subjection to scientific organisation also and above all entails a division of knowledge, which accompanies the division of social work.
As we have seen, the cognitive attitude of the structurists rejects any simplified correspondence between form and content, spatial organization and social organization, thereby producing a rift in the classical tern of parameters which, from Vitruvius onwards, have defined architecture. Placing brackets round utility – defined utilitarian destination – and beauty, the structurists rely on technologico-scientific research for the identification of new spatial possibilities through the use of advanced technologies. But although they give absolute priority to the parameter of technology, they simultaneously confine its field of application to spatial facts. The social sphere, and its economic and linguistic structure, do not come under the problems tackled. For this same reason and precisely because no authority is claimed in these areas, its entitlement to an autonomous framework is implicitly recognized.
Architecture with a capital A, and the humanistic discipline dealt with in academic meditiation from Vitruvius and Vignola to Boullée and finally to Le Corbusier (to mention only the authors quoted here), dissolves into different and partial approaches. If taken one by one these are incapable of bringing architecture back to us in all its complexity.
Industrialization and mass production have extended the argument from the individual monument to the city and the whole country. The division of work and the scientific development of knowledge have split this issue up into different lumps of knowledge. The contribution made by structural morphology comes as an awareness of the overthrow of traditional academic parameters and of the subject's impossibility to manage them all within a single logical plan. But although this operation is on the one hand indispensable and useful for exposing the camouflage, inasmuch as it involves a liberation from any false totalizing ideology (that is, in that it criticizes the humanistic élite culture) it is also true on the other hand that the link between the different blocks of scientific learning (epistemological reflection of the separate disciplines prompted by doubts of an overall nature), together with the connection between these blocks and everyday experience of reality on an existential level (for a collective management of science for the benefit of society as a whole) constitutes a necessity and an open problem, which is really the development of our history.
This history is not a mere extrapolation of the data offered by the present situation; it « ... cannot be considered in its fullness unless it always overcomes what may legitimately be required of scientific rigour, but which concerns that which is essential in us. This drive to reconstruct everything meaningfully, without ever losing sight of what has been acquired at the other levels, we call meditation » (13).
In this respect, the Munich tensile structures provide an opportunity for historical meditation, owing both to the reactionary ideology that sponsored them (identification of social progress with technological development) and to a correct evaluation of the technico-scientific contribution that made their realization possible.

---

(1) Boullée: « Essai sur l'art », published by Herman, Paris 1968, p. 59.

(2) Idem, pp. 63, 64.

(3) Le Corbusier: « Vers une architecture », published by Vincent, Fréal & Cie, Paris, pp. 7, 8.

(4) « Le Corbusier: Documenti d'arte contemporanea », published by Rosa e Ballo, Milan 1945, pp. 63, 64.

(5) David George Emmerich: « Cours de géométrie constructive. Morphologie », published by Centre di diffusion de la grande masse, Paris, p. 14.

(6) Idem, p. 15.

(7) Idem, p. 15.

(8) Let it be clear that the structurists do not belong to any school proper. The term « structurists » itself does not denote any specific group. I use it rather arbitrarily in this article, to refer to certain isolated people whose research, although in different fields, can in my opinion be traced to a common cognitive attitude.

(9) For more detailed information see my article « Scientific abstraction and the search for concrete thought in B. Fuller's Utopia », in *Zodiac*, 19, 1969.

(10) Articles and works by Alfred Neumann have been published in *Zodiac*, 16 (1966) and in *Zodiac*, 19 (1969).

(11) Alfred Neumann: « Architecture as Ornament », in *Zodiac*, 19, 1969.

(12) The invariance of linguistic forms as opposed to the variation of contents is one of the underlying themes in Lévi Strauss' structural anthropology. « In anthropology as in linguistics the structural method consists of discovering unvarying forms within different contents... ».
Lévi Strauss' study of formal invariance is justified by a study of the symbolic function of language, which would appear to consist essentially of imposing forms on a content. The symbolic function, as man's unconscious activity, constitutes the structural and hence formal invariant which is subject to different usages and institutions.

(13) Lucien Sebag: « Marxisme et structuralisme », published by Payot, Paris 1964, 1967. p. 253.

Gernot Minke

TENSEGRITY STRUCTURES

A) Definition

The concept of « tensegrity » was coined by Richard Buckminster-Fuller and is an artificial word derived from the terms « tension » and « integrity ».
A tensegrity structure consists of tensile stressed elements which form a continuous sub-system, and compressive stressed elements forming a discountinuous sub-system. It is a structural system that requires for its stabilisation a pre-stressing appropriate to its loading.

B) Classification

There are systems which need additional (secondary) structures or elements to preserve the prestressing — we speak then of an « open system ». With open systems it is therefore necessary to transmit tensile forces into the peripheral elements (cf. Fig. TA). This transmission can be achieved at single points (cf. Fig. TF) or by peripheral elements under compressive or bending stress (cf. Fig. TG).
A « closed system » is spoken of when the structure is stable in itself, independent of its support (cf. Fig. TK). The characteristic of the closed system is that the discontinuosly arranged compressive struts will overlap when projected at random. Each system which satisfies this requirement of compressive struts overlapping is a potential closed system. This means it can, should it not be in itself stable, be stabilised by additional tensile elements and so be transformed into a closed system. A system can only be described as a true open system when it cannot be closed by means of additional tensile elements.
A further structural characteristic for distinguishing tensegrity systems is the position of the compressive elements: if two or more compressive elements of a tensegrity unit lie in one plane we speak of system of the first order. The position of the compressive elements is described as the « normal position » (cf. Fig. TA, TC).
A tensegrity unit is the smallest subsystem of a tensegrity structure which cannot be further divided into smaller like-structured elements. If each compressive element of a tensegrity unit lies in a different plane we then speak of systems of the second order. The position of the compressive elements is called the twist position, the compressive elements within a tensegrity unit being arranged in a certain turning direction to each other, so that two or more compressive elements never lie in one plane, while at least two tensile elements are situated in one plane (cf. e. g. Fig. TK).
Tensegrity units of the second order are known as « twist units ». It is the smallest closed 3-dimensional tensegrity unit.
Besides the two features described characterising a tensegrity structure, there is a third important characteristic to be named: the dimension of the stress distribution effect.
This effect, that is, the manner of trans-

nitting forces from their point of application to the supports, can take place in one direction, in several directions in one plane, or in several directions in space; and is correspondingly described as one, two or three dimensional.

With tensegrity structures the dimension of the supporting effects is identical with the main dimension of the structure. The 1-dimensional structures («linear structures») whose dimension in one direction is large and in two directions small show a 1-dimensional stress distribution effect. Correspondingly surface structures (two dimensions large, one small) show a 2-dimensional supporting effect, and the space structure (three dimensions relatively similar) a 3-dimensional supporting effect.

Using the three described structural characteristics as criteria for a classification, 12 different tensegrity structure systems can be defined (cf following table).

1 = 1-dimensional stress distribution effect
2 = 2-dimensional stress distribution effect
3 = 3-dimensional stress distribution effect
N = normal position of compressive struts
T = twist position of compressive struts
) = open system
; = closed system

These 12 systems can be classified into different types of structure by means of formal characteristics, such as:
- curvature of structure or tie elements
- geometrical arrangement of tensile elements
- dimension of compressive elements
- position of compressive elements.

Each type of structure also exhibits different forms of constructional detail which can be taken as form variations of the corresponding types of structure.

The following should give a general idea of the structural possibilities of tensegrity structures by presenting and explaining the most important types of structure for each of the defined 12 tensegrity structure systems.

Since an extensive presentation in the compass of this article is not possible, a few systems which appear more important will be representatively examinated in more detail and illustrated with drawings or photographs; other examples will only be briefly described.

The various tensegrity structure systems

1. Tensegrity systems with struts in normal position

1.1. Open 1-dimensional structures

The open 1-dimensional structures with compressive struts in normal position (classification: 1 No, cf. Table 1) function as a rule as trusses, that is, they can transmit forces acting laterally to their system axis. As they are not « closed » however they require tensile anchor ties together with secondary elements, such as e. g. perimeter beams or guy cables.

Trusses without lateral support can be divided into 16 different types according to constructional detailing of upper and lower beam. The upper and lower tie cable can be omitted or be straight or be positively or negatively bent (cf. Table 2 + fig. TA). If there is no upper or lower tie (1 No. 11), the structure then behaves like a prestressed cable. This construction is not practicable for trusses since the structure is only able to accept forces acting laterally to its structural axis after deflection in position. The greatest bearing capacity is achieved when the top and the bottom tie is present. The construction with double (crossing) diagonals is not always necessary. In the case of .24, .42 and .44, the struts will be placed under tension when prestressing the system. In this case as a rule compressive struts are unnecessary which means, therefore, it is not a genuine tensegrity system.

The trusses shown without lateral stabilisation are used in parallel or radial positions in roof construction. These are however often stabilised laterally by additional tensile elements; they then constitute a surface structure (2 No) (cfr. Section 1.2.).

Trusses with lateral stabilisation show a polygonal cross-section. They can be divided into 27 various types, according to the deflection of the tie cable. The fig. TB shows the 9 various truss combinations in side elevation, as well as 3 different possibilities of arrangement in cross-section. The truss cross-section is typically presented as a triangular cross-section. The symbol o indicates a straight beam, + indicates a positive curved and — a negative curved truss. The symbol ooo signifies therefore a prismatic truss in which all ties are straight, in the normal case running parallel to each other. The upper tie/lower tie combination o —, — o, and — — are not genuine tensegrity systems since the struts are normally under tension.

The 27 basic types of 1 No. thus introduced can be each divided, according to the run of the diagonals and arrangement of struts, into 8 various types. These can be considered as variation forms of the basic types.

The diagonals are distinguished according to their position as plane diagonals (F) and space diagonals (R). The compressive elements have a peripheral position (p) or a radial position (r); in each case the compressive elements can be entirely separate from each other (d), or in contact within a tensegrity unit (t). In the latter case a « partial continuity » between compressive elements is present. As examples for the described division of the basic types, the practicable forms for the basic type ooo are shown in Fig. TC, both for a triangular and a square section.

1.2. Open 2-dimensional structures.

The 2-dimensional open structures indicated as 2 No. in table 1 within compressive struts in normal position function as a two-layer plane structure and are classified according to their tie and diagonal characteristics.

The table of Fig. TD gives a representation of 37 possible types of arrangement of the compressive struts in joints of a squared network. This representation gives a possible classification as typical for all other types of network. The most interesting of the 37 types are represented in Fig. TE. If for example these structures are to be used for roofing over a rectangular floor plan, it is then generally practicable to use single run double layer ties. Structures with single layer ties show as a rule a low structural efficiency; in Fig. TE therefore only one example is given.

Peter Rudolf's proposal for roofing over a circular plan (cf. Fig. TF), uses plane trusses with double diagonals and double layer ties networks which form a trapezoidal mesh. In the outer area additional tensegrity elements are introduced between the crossings of the plane diagonals.

With the types described it is also possible to construct single sided and double sided curved structures. A dome-shaped structure with double way upper ties and single lower tie, where the tensile elements are taken up by a compression ring, is shown in Fig. TG. Buckminster-Fuller built this form as a model in 1961 and called it an « aspension tensegrity dome ».

1.3. Open 3-dimensional structures.

Tensegrity structures with 3-dimensional supporting effect, and which are open (3 No.), do not produce as a rule practicable structural forms. If a support in four or more directions is necessary, then they function as space networks. Conceivable however are space net- structures with partial 3-dimensional tensegrity units. As this concerns combined structures of tensegrity structural systems with other structural systems they are not considered further here.

1.4. Closed 1-dimensional structures.

Closed 1-dimensional tensegrity structures with compressive struts in normal position (1 Ng) are possible only when the struts overlap. The struts can be, as described in 1.1, arranged either peripherally (p) or centrally (z), and be either completely separated (d) or form a partial continuity (t). To introduce a symbol for the position of the diagonals does not appear practicable. The Fig. TH shows 3 examples of the type ooo z t. Here the corners of the converging compressive elements form tetrahedrons, hexahedrons or octahedrons.

Because basically more material is required as a result of overlapping compressive struts, these closed systems are as a rule less efficient than the open ones. They appear to be of practical use merely as pylons, where it is necessary to transmit relatively small loads over large distances.

1.5. Closed 2-dimensional structures

The closed 2-dimensional structures with compressive struts in normal position (2 Ng) can be similarly classified as for the open system described in paragraph 1.2. The differentiation according to position of the diagonals does not appear practicable.

The advantage of closed systems must be set against their disadvantage in requiring appreciably more material than open systems, and having more connecting joints, causing their structural efficiency to be rated relatively low.

1.6. Closed 3-dimensional structures

Closed 3-dimensional tensegrity structures with compressive struts in normal position (3 Ng) are of practicable use perhaps for city structures. They have the advantage compared with space networks that they need no lateral or vertical guy clabes. They can therefore be used additively. The Figs. TJ to TL show structure models by Kenneth Snelson, each of which represents 3 Ng-systems are relatively high, practicable applications are nevertheless possible if easily assembled and demountable structures are required, and when the forces to be transmitted are relatively small. It should be noted however, that the lengths of the compressive struts should be relatively small, in order to avoid a bending stress resulting from the dead load.

2. Tensegrity Structures with compressive struts in twist position.

Whilst the use of tensegrity structures with compressive struts in normal position appears the most appropriate for open systems, the tensegrity structures with compressive struts in twist position are best suited to closed systems. The open systems reveal the same characteristics and principles of classification as the closed systems, merely the requirement of overlapping compressive struts is not needed. For this reason only closed systems will be described in the following text.

As already described, we speak of a twist position of the compressive struts when in a tensegrity unit these are arranged in a certain turning direction in relation to each other, two or more struts never lying in one plane. Compare e.g. Fig. T3 where twist units each have 3 compressive struts. At the same time however each strut can be construed as a part of two different twist structure elements (each with 3 struts). We then speak of superimposed twist structures. In this case therefore the twist unit consists of two twist structure elements.

In the following sections various linear, plane and space additions of twist-units will be explained. For these tensegrity structures of twist units a structural formula has been developed, which describes the most important characteristics.

The simplest twist element consists of 3 compressive struts which are not superimposed and is indicated as T3 (cf. Fig. T1). If the 3 struts are arranged, as in Fig. T3 and T4, in the form of a double pyramid in which each strut can be construed as a constituent of two twist structure elements, we then have the structural formula T2 • 3/2. The index of the twist unit T contains the formula for the sum of the compressive struts for each twist unit. In this figure 3 indicates the number of compressive struts for each twist unit, the figure 2 under the division line the degree of overlapping, and the figure 2 in the first factor the number of twist structure elements per twist unit. The general formula for the number of compressive struts (D) of a tensegrity system of similar twist units runs: $D = \frac{n.t.d.}{u}$

where n is the number of twist units,

t the number of twist structure elements pro twist unit,

d the number of compressive struts pro twist unit,

u the degree of overlapping (= number of overlapping + 1).

2.1. 1-dimensional structures with compressive struts in twist position.

The pylon-like form of Fig. T3 represents a linear addition of 4 of these twist units. It is indicated by 4 T2 • 3/2, and possesses therefore 4.2.3/2 = 12 struts. The turning direction of the twist unit is in each case the same. With Fig. T4, a linear addition of twist units with the structural formula 6 T2 • 3/2, adjacent twist units each show a contrary turning direction. Fig. T2 shows a twist unit with 4 struts with the structural formula T4 • 3/3. In this case also linear addition of pylon-like forms can be produced as Figs. T5 to T7 indicate.

If the twist units are used for prismatic structures then types as shown in Fig. 17A are produced. These forms have the classification ooo zd (of Section 1.1.) and represent additions of twist units with 2, 3 or 4 struts.

2.2. 2-dimensional structures with compressive struts in twist position.

A planar addition of twice superimposed twist units of 3 struts is shown in Fig. 7B. Both plane and single-sided curved and double-sided curved, plane structures can be produced with these units. Fig. T16 shows a polyhedron from these elements with the structural formula 20 T2 • 3/2. It is to be noted with this type however, that on the one hand very high prestressing forces are necessary due to the unfavourable angle of connection of the tensile elements, and on the other hand, the stability of such plane structures is relatively low.

Considerably more stable, as Fig. T8 shows, is the addition from superimposed 3-strut twist units with double tie networks. Here however, the amount of material and number of joints is considerably greater than in corresponding open systems.

2.3. 3-dimensional structures with compressive struts in twist position.

The illustrations T9 to T15 show spatial additions of twist units. The outside ends of the compressive struts will then form polyhedrons.

D) Realisation

Till new tensegrity structures have generally been built merely as objects of art or as structural or test models. Only a few cable truss types, as 1 or 2-dimensional open tensegrity structures with compressive struts in normal position, have up till now been used as supporting structures. This is in the first place because the tensegrity structure systems are still relatively new and unknown, and secondly because it is very difficult to determine the statics and structural behaviour of the more complicated systems. As a result, it is difficult to ascertain the right system for a particular structural purpose and to optimise its form. There are indeed strut arrangement computer programs, which enable the stresses in 1- and 2-dimensional tensegrity structures to be determined for certain conditions of load, but the calculation effort required is relatively high.

As implied in Section C, the different systems show a very varied efficiency with regard to their task in transmitting certain forces to given supports. The disadvantage of tensegrity structures lies not only in their complicated transmission of forces but especially in the relatively large number of joints requiring a relatively large outlay of effort for detailing and assembly. This is especially true of closed systems. These disadvantages are to be placed against the advantages of the structures being relatively lightweight, and it being possible to assemble the structures from a few prefabricated standard elements, so that it is possible to build greatly varying systems with one set of building components.

Tensegrity systems can be economical for smaller buildings when it is required to erect easily assembled and demountable structures.

For large spans it is to be expected that combined constructions of tensegrity systems with other structural systems have the greatest likelihood of enabling interesting and economical new solutions to be found.

Editorial note:

This paper presents the results from a field of research in which the author has been occupied for 2 years. Where no author is named, the illustrations show the results of an investigation which was carried out under the guidance of the author by students of Stuttgart university at the Institute for Environmental Planning, Ulm in 1970.

M. Paolini

TENSILE STRUCTURES WITH STEEL CABLES

I. TENSILE STRUCTURES: GENERAL FEATURES

The high resistance of steel to traction, combined with the high efficiency yield typical of pure traction, makes metal cables the ideal element, both structurally and economically, for the coverage of big areas, since the way a cable works makes the most rational utilization of steel. Using high-resistance steel cables, loads are in fact balanced solely by positive forces, that is to say, by section, and this consents to the use of very much slighter resistant sections. As a result, a cable framework is ten times lighter than the traditional metal one and about a hundred times lighter than the corresponding structure in reinforced concrete. Due to the lightness of cable coverage, foundation loads are reduced and erection freed of the traditional structure frame: both important and advantageous simplifications of the building process.

Application of the system of cable coverage has long been restricted by the fact that this type of structure has a tendency to move about under the impetus of dynamic loads.

In fact the high efficiency of the cable is above all due to its flexibility that allows it to respond to pressure and share out stress evenly along its section. However the lightness of cable coverage in relation to spans and flexibility makes it inconveniently sensitive to lifting by wind, to vibrations and to formal instability under asymmetrical dynamic loads.

The suspended cable, subjected to loads

ending to lift it, thus tends to invert its hape. Moreover, this type of non-uniform ressure causes flapping (*fig. 7*).
Consequently the study of areodynamic effects and following from this, the systems f stiffening and bracing have, in recent ears, been the predominant aspect of research into expanding the field of application of cable coverage.
n particular, the Dresden Institute of Aerodynamics, the Institut Technique et Plastique de Recherche sur les Voiles Prétendues I.T.P.R.V.P.) of Paris and the Jawerth Research Centre at Ronneby (Sweden) have been carrying out an accurate series of studies of the effect of suction and depression by wind and of vibration and resonance phenomena met with in cable coverage.
Experience gained from models and with actual constructions has gradually led to he perfecting of a cable framework system f sufficient rigidity to contain deformation within acceptable limits for structure and overage.
Taking the susceptibility to deformation of he freely suspended cable as a starting-oint, this cable was initially completed by straining cable of opposing curvature, to esist the effects of wind depression. The ink between the two systems of cables of pposing curvature was achieved by using series of stays or vertical struts (*fig. 8*). The system obtained in this way, however, till consented to horizontal displacement by vind and from asymmetrical loads. In fact, oads not acting uniformly on the correction oints between the cables in opposing curature increase stress on the upper cable nd decrease it on the underlying one (or iceversa according to whether loads acting ownwards are involved or the effects of vind depression). This reduction of stress nay cause one of the two cable systems to ield completely and give rise once more to ne « flapping » phenomenon.
To avoid deformation it is sufficient to neet overloading external to the system by potential force of contrary tendency within it, that intervenes on the instant. Consequently a criterion has been studied nd perfected which consents to producing n effective stiffening of the cables against ffects caused by dynamic and asymmetrical oads: the criterion of prestressing of cables n erection.
This prestressing, or pretensioning, applied o the cable during erection, constitutes, in oint of fact, the potential force within ne system that intervenes and balances ne external overloading: its entity has to e such as to prevent overloading from ullifying the stress in any one of the overage elements.
Pretensioning can be applied quite simply nrough the stabilizing straining cable itself o the load-bearing system by means of truts of stays (see *fig. 8*). The load-bearing able and the stress cable may be on the ame plane (monodimensional system, awerth type, see *fig. 9*) or on two orthoonal planes (net bi-dimensional Sarger type, ee *fig. 10*). The first case offers a surface n simple curvature, the second a surface vith two opposing curvatures. An even nore rigid system is obtained by using two istanced cables nets in which pretensioning s obtained by linking the nets with struts r stays: when these elements are stressed, retensioning of the cables results (see *gs. 11* and *12*) (Spatial systems).
The system of pretensioning of cables seems to have eliminated the defects presented by the early cable coverages, inherent to the stress caused by asymmetrical loads and insufficient internal shock-absorber reaction to the effect of dynamic loads. This has opened up outstanding opportunities for the application of tensile structures.
The minimum range of the field of application possible at present, at a relatively low cost price, is around 40 metres free span. This is due to anchorages and clamps still being rather expensive in respect of the cost of the cable itself. However, compared with traditional procedure economic advantage increases with reach, and for free spans of around 80 metres tensile structures are already markedly competitive (*fig. 13*).
As far as the maximum limits are concerned, the planner is in no way restricted by the cable because, utilizing high resistance steel, a cable will break under its own weight only at a reach superior to 10 kilometres. What restricts utilization is the reach potential of the rigid edges delimiting the cable nets: in the case of reinforced concrete arcs the maximum spans reached are of 250 m, with metallic arcs, reaches of 300 and even 350 m can be attained. Adopting the system of prestressing cables, the object of making the organism resistant to the action of lifting by wind is achieved, as well as that of assuring formal stability of its coverage.
Such intrinsically stable cable-straining-cable systems, each of which, as we shall see, has a specific function, consent to the realization of large surfaces resistant to and underformed by the action of both asymmetrical and dynamic loads without compromising the lightness of the whole.
Distinction must be made between:
A) Mechanism of stabilization of loadbearing and stressed cable on the same plane.
B) Mechanism of spatial stabilization: Stabilization of load-bearing cables is obtained by connecting them to a number of stressed cables, on the same plane or otherwise;
C) Mechanism of net stabilization: with two families of cables set on two clearly orthogonal planes and in contact with one another;
D) Relative derived structural forms: parallel or rotational systems, plane and spatial (simple curvature); net and opposing double curvature systems.

II. PRETENSION OF CABLES: SIMPLE CURVATURE SYSTEMS

A. Mechanism of Stabilization of the Same Plane (Monodimensional Systems)

Structural Elements.

Spindle-Girders and Catenary-Girders.

a) Spindle girders and catenary girders derived structural forms. Loadbearing cable below stabilization cable: the two cables of opposing curvature are distanced by rigid struts (spindle closed configuration). In the case of vertical load, this is transmitted from the compressed struts, onto the underlying loadbearing cable (*fig. 1*). On the contrary, in the case of wind suction, the stabilization cable itself resists and the rigid elements are loadfree (*fig. 2*).
b) Loadbearing cable above the stabilization cable: utilizing this scheme (catenary girder configuration - open system), there is the advantage of replacing the compressed connecting elements with permanently stressed stays. In the case of vertical load the loadbearing cable reacts while the stabilization one is load-free; the opposite takes place in the case of wind suction when the force is unloaded, by means of stress on the vertical stays, onto the stabilization cable (*figs. 3-4*).
c) Loadbearing cable partly above and partly below the stabilization cable (with mixed figuration: open system). In this system the spacer elements are compressed in the central stretch whilst at the extremities where the stabilization is inverted, connection between the two cables takes place by means of tension-sleeves (*figs. 5-6*).
Simple structural forms.
The two basic types of girder-cable of which we have examined the stabilization mechanism, the spindle girder and the catenary girder, are capable of forming coverage framework of considerable span. A series of parallel loadbearing elements lends itself to the coverage of more or less regularly laid-out quadrangular surfaces producing parallel-plane systems; whilst central-plan coverages may be obtained by radial lay-out of the same elements (rotational-plane systems).
1 - Parallel systems: *fig. 14* shows a coverage scheme obtained with a series of parallel spindle-girder load-bearing elements, whilst the following (*fig. 15*) shows the same result produced by a series of catenary girders. In both cases the loadbearing and stabilization mechanism is that which has already been described for the single couple of cables. The strong horizontal forces exerted on the cable suspension points are discharged at ground level through the traction of bracing cables and the compression (in the case of loads) or the traction (in the case of lifting) of pylons. The advantage of the second type of coupling (catenary), is that the distribution of pressure over the various pairs of cables is made, not by compressed elements but by tension-sleeves.
2 - Rotational systems: by adopting a radial lay-out of the basic structural elements, whether spindle system (as illustrated in *fig. 16*) or catenary system, central-plan organisms are obtained, which are known as « rotational »; in respect of the parallel systems previously examined, these offer the advantage of improved connection between the various elements that cross at the central point of the coverage. For obvious constructional reasons a stressed metal ring is almost always inserted at this point. In rotational systems the problem of absorption of horizontal forces is automatically resolved by an edge ring.
To the rotational systems belong some plane systems which do not fit in a precise classification, for example in the project for the Covered Sports Stadium in Paris, of 300 m diameter, the coverage fits into shell elements in reinforced concrete raised from the outer ring. The cables connect tangentially to the big central ring and its traction forces interest the section of the ring without submitting it to overall pressure.
A particularly interesting case is furnished by the closed system invented by the engineer Stephane Du Chateau. Considerable overall rigidity is obtained by placing a powerful compressed strut at the cable crossing-point. This element consents to the absorption of traction from the connecting trays between the two nets of cables and thus to inverting the curvature of the coverage (*fig. 17*).

Plane Parallel Systems: Realizations: The Jawerth System.

Stabilizing mechanism of the Jawerth « poutre-cable »: among the various types deriving from the application of the aforementioned criterion of stabilization, the one which has most been experimented and perfected over years of study and research on a numerous and wide variety of actual structures, is a special type of cable-training-cable coupling, the « poutre-cable » (*figs. 18-19*), designed and perfected by a Stockholm engineer, Jawerth. This system has consented to the realization of a cable structure which is thoroughly satisfactory in its reaction to asymmetrical and dynamic loads, thanks also due to certain ingenious solutions to construction details and in erection procedure. Here is a short summary of the principal features of this improved stabilizing mechanism of the catenary girder.

a) Maximum cohesion between loadbearing cable and stressed cable at the central point of contact and the zig-zag stays: loads cause a transfer of stress from the lower to the upper cable, and consequently a considerable lowering of deflection up to 1/300 - 1/200 of capacity.

b) High coefficient of reduction of structure vibration obtained by opportune positioning of zig-zag stay clamps.

c) Extreme simplicity in the prestressing of cable structure by means of the aforemenioned zig-zag stays: as the latter are of adjustable length, by relatively little effort and with minimum equipment the prestressing can be transmitted to the principle cables.

d) Possibility of adapting the project to the most diverse climatic and meteorological conditions, by varying the deflection relative to the two principle cables.

The problem of foundations: for this type of structure too, there exists the problem, common to all coverage systems realized with a series of parallel loadbearing elements, of having to discharge the very considerable horizontal forces transmitted from the principle cable at ground level.

The problem of the foundations, due to their having to act as a stabilizer against the action of wind suction, is a particularly serious one and their planning is a factor of primary importance.

In general, however, given the high degree of collaboration between the two principle cables and assuming that maximum stress from opposite directions never intervenes on the two cables simultaneously, the total force to which they are subject remains noticeably constant.

The interest then, in the majority of cases, is to anchor both the upper and lower cable to the same point so as to keep the foundation in play. Its size will depend on the heaviest load acting on either the upper or the lower cable; this is generally considered to be caused by wind (*figs. 18-19*).

In special cases, dependent on the functional features of the project, foundation blocks can, however, be avoided, for example:

a) By anchoring the bracing cables to a structure of traditional constructions.

b) By anchoring the cables to a circular or elliptical belt.

c) By anchoring the cables to the structure of the grandstand in the case of stadiums. The Jawerth system, while utilizing the same structural element, can produce organisms of different type and of great formal flexibility: stadiums, gymnasiums, pavilions, hangars, workshops, etc.

B. Mechanism of Stabilization on Different Planes: Mixed Structural Forms

In the parallel systems, as in the rotational ones examined, the problem of transversal connection of the various structural elements that make up the surface structure is very important. In such systems this correction is obtained through the subordinate structure of the coverage support, but it is clear, especially in the parallel systems, that a more correct solution would be connection between the structural elements themselves, that is, between girders and cable. The most frequently used system consists in connecting the loadbearing cable to the two consecutive stressed cables or viceversa, which signifies replacing the system of cable-straining-cable, on the same plane, with a triangular section element, the upper vertex of which is formed by the profile of the loadbearing cable and the two lower ones by the profiles of the two stressed cables corrected to it (or viceversa). The diagonal stays, on a sloping plane, give a characteristic pitch to the overall coverage.

1. *Parallel systems and pitch radials.*

The structural scheme of *figs. 20, 21, 22*, derives from the utilization of the simple system with the suspension cable beneath the stabilization cable. The transversal cohesion of the various simple elements is obtained by means of rigid V-shaped elements, connected from above to a stressed cable.

The structural scheme of *figs. 23, 24, 25*, derives from the utilization of the simple system with the suspension cable above the stabilization cable. The transversal cohesion of the various simple elements is obtained, instead of by using rigid elements, as in the previous system, by means of stressed cables that connect the tension cable with two consecutive loadbearing cables.

The project illustrated in *fig. 28* gives an idea of the variety of formal potential of the cable-straining-cable system with pluridirectional connections. A particular feature is the triangular conformation of the coverage structural element and the doubling of the loadbearing cable at the upper vertex. At the intermediate points of the coverage there is a quadridirectional connection that takes in the two upper cables and one bracing cable. In this case the cohesion between the structural elements is created by the bracing cable between the upper cables (Jawerth system).

The coverage studied for the covered sports stadium at Tunis utilizes the Jawerth girder-cable as its basic element, using a type of spatial connection, radial in lay-out, between the various elements. The plane on which the inclined stays lie, forms the slope of the coverage and produces a much more rigid and stable whole than those of the rotational plane type. The overall structural scheme is the traditional one: the central ring is stressed while the peripheral one, doubled, forms a double anchorage for the two orders of cables that fit onto it: it is compressed and absorbs horizontal forces. Stabilization on the same plane on the slopes, is obtained by means of inclined stays (*figs. 26, 27*).

2. *Spatial rotational systems.*

Various types of cable coverage with pluridirectional connections, based on a circular plan, have been studied. Certain examples which are not, however, easy to identify with definite typologies, will now be shown.

Coverage of circular form can, for example, be obtained, by studying a structural scheme of the type in *figs. 29 and 30*. A series of concentric flexible rings is stressed between an edge ring and a rigid central one. These rings are supported by a double cable net radiating out from the edge ring. This produces a spatial system with two and three-dimensional connections. The working principle is that of the spindle, due to the presence of rigid spacers between the two nets of cables but here the degree of solidarity obtained is greater because of the triangular lattices.

A much more efficacious and more rigid system can be obtained by using the spindle elements typical of the closed systems arranged as a grid in three directions instead of radially. In this way the elements intersect one another at 120 degrees, forming an equilateral triangle set. At the vertices of each of the triangles is a compressed strut spacer between the two nets of cables. The stressed central ring typical of rotational plane systems, can in this way be eliminated, while the compressed peripheral ring absorbs horizontal forces from the coverage spindles (*figs. 31, 32*).

III. THE PRETENSION OF CABLES: DOUBLE OPPOSING CURVATURE SYSTEMS

C. Mechanism of Stabilization with double net of cables in contact (Bidimensional Systems)

Sails of opposing double curvature. Simple structural forms.

a) Stability conditions of the net: two families of cables in contact form mesh in two markedly orthogonal directions, producing a very thin structural surface. This surface must necessarily be of opposing double curvature if it is to be stabilized by prestressing. A coverage of this type made up of two nets of cables in contact, which must be stressed so as not to « flap » in the wing, is called by the specialists a « sail ». In fact the analogy of this coverage to a boat sail is evident, in that it is the wind that determines its form and its resistance; and since the wind can change direction, the coverage must be of opposing double curvature. Summing up, the absolutely essential conditions for the resistance of this « sail » coverage are therefore the following: 1) the sail must form a surface of opposing double curvature; 2) the sail must be stressed at the edges.

The stability of the coverage is therefore subordinate to the condition that the two cables passing through it must, at every point, be of opposing curvature and interact reciprocally from prestressing. The nodes, common to the two nets, appear schematically as in *fig. 33*: the stressed cable ψ_1 compresses the loadbearing cable ψ_2: the breaking-down of forces at the cable points of contact takes place as in the scheme in *fig. 34*: the stressed cable ψ_1 working on a vertical plane, acts on the loadbearing cable with force S: this divides into Q perpendicular at ψ_2 and in L perpendicular to this. It is due to force L that ψ_1 tends to run on ψ_2 to stabilize equilibrium under prestressing.

b) Research into surfaces of opposing double curvature.

The choice of the form to give to the coverage is particularly important in that it involves a question of structure. The more commonly realized forms derive from sections of so-called anti-clastic surfaces, geometrical surfaces of opposing double curvature and therefore answering to the indispensable conditions for the practical realization of sails formed of double nets of cables.

The most popular basic form is the anti-clastic « saddle » surface or hyperbolic paraboloid P. H. (Hypar): in practise a portion of the infinite P. H. surface is utilized, this being delimited by edges. As the forces due to the cables will concentrate on these edges, their shape has to be studied with care in consideration of the type of force they will have to stand up to. According to the way in which the P. H. surface is shaped, surfaces can be obtained which are delimited by straight or curved edges, but always with double curvature: the most common sections are the saddle edged, with curved portions of hyperbolas and the curved quadrilateral with rectilinear edge (*figs. 35, 36*). As can be noted in *figs. 37, 39, 40*, since all the tension forces tend to transmit towards the periphery, the sides of the surface tend to close the dihedron formed by it: it is the weight of the rigid edges themselves that resists this action, by prestressing the net of cables.

On the surface, tension is distributed in such a way that the cables tend to run one over the other, conforming to the behaviour of the geodetic curve of the surface at every point. Ultimately the functioning of the coverage consists in channelling loads along the loadbearing cables towards the highest points and then in transmitting them to the foundation by means of the tension cables. The tension of the cables, and their weight at the the attachment points on the edges, decreases towards the edge supports; the weight of the edges, that contributes to maintaining the state of tension in the coverage cables, acts as a component of pressure along the axis of the edges themselves. The edges are calculated as straight or curved girders, in that they receive the forces of traction from the cables at regularly laid out points. They are subject to strain composed of shear stress and bending (*fig. 35*). In *fig. 38* it can be seen how girders induce a moment of bending and horizontal force at the lower points A and B. The foundations of these points must be able to counteract horizontal displacement in an A-B sense: this gives rise to the need to have stays between the lower points. Under a symmetrical load the compressed edges maintain equilibrium due to the stressed cables of the coverage, but as the points A and B would tend to rotate under symmetrical loads, the coverage is stabilized, by pulling the two high points towards the ground, by means of bracing cables anchored to the ground.

c) The study of the form of the edges.

As has been said, straight edges are subject to bending and torsion. In practical application therefore, one prefers to replace them with curved edges, in that these are less susceptible and their resistance section can thus be reduced; moreover, similar configurations consent to discharging loads to the ground in less oblique directions because the horizontal force on the supports is reduced by their absorption by the system of opposing arcs. The study of the form to be given to the edges is therefore just as important as the choice of the coverage proper (*figs. 41 a, b, c, d*). For example, a saddle form delimited by parabolic arcs does not exploit to advantage the features of hyperbolic paraboloids, because in the upper part, near to the edges, the curvature flattens out and rescricts the effects of stability produced by pretension, with the danger of causing flapping in the upper zones of the coverage. From this point of view, delimitation of a saddle surface with hyperbolic arches is much more favourable, in that it will offer a pronounced curvature even in the edges, and therefore it will ensure a higher overall rigidity of the surface (*fig. 44*).

d) Elevation cables.

As all the forces of tension transmit peripherically to the edges, when these are lightened by curvature, the task of counteracting overturning – previously checked by their weight – is entrusted to a series of peripheral cables that, even if they are not in continuity with those of the coverage, follow the plane of the elevation and are anchored to the ground. These cables, by keeping open the dihedron formed by the sides, reduce the strain of bending in the two semi-arcs and place the coverage net of cable in pretension. What has been said is, naturally, also valid in the case of coverage with rectilinear edges, and, in general, whenever the weight of the edges has to be reduced and there is no necessity for the elevation to be completely free (*figs. 42, 43*).

The elevations in this type of organism, unlike in traditional constructions, are stressed and anchored to the foundations, following the same criteria and structural concepts adopted for the coverage.

D. Mechanism of stabilization with double net of distant cables (Spatial Systems)

Sails with double opposite curvature: coupling of P.H. sections with stiff edges. Composite structural forms.

The combinations we can obtain by assembling several elementary components in P.H. are of most various types, but in any case the structural complexity of resulting tipologies is only apparent, since the loadbearing mechanism of every P.H. component remains unchanged: each one of the elementary P.H. maintains infact the characteristic of a closed system and is thus structurally indipendent, no matter what are the coupling modalities of the various components. The foundamental volumetric characteristic of these composite systems is the fact they define organisms, delimited by a succession of alternately high and low vertices: the structural consequence is that the cover is based on the latter ones, whilst ist stability against asymmetrical forces is ensured through the bracing of raised vertices. All the girders, either raised or central, are pressed: particularly in the coupled girders converging to the organism center the effort of compression increases while the horizontal efforts act symmetrically; a notable reduction of flection forces is therefore reached and no horizontal action is transmitted to the foundation (*figs. 45 a, b, c*).

Such a combination shows a particular adaptability to an application in modular series if P.H. components are treated like standardized elements. The volumetric models of *fig. 46 a* show, in particular, some of the possibilities of assembling which can be obtained starting from an elementary P.H. component shaped as an equilater rhombus and producing regular polygonal projections on the horizontal plane (triangular, square, exagonal, star- shaped, etc.).

The models of *fig. 46 b* show, moreover, how the assembling of components can be obtained not only by the coupling all along the edges line, but also, which is simpler, through two or at the most four tangential points between the edges of several adjacent components.

The assembling systems described above show interesting possibilities of development since a production of self-supporting P.H. elements of reduced proportions (and therefore easily susceptible of being calculated and carried out), repeated in modular series, permits an increase of dimensional scale with notable reductions of project and realization costs. These possibilities are obviously related to a deep knowledge of the structural geometric laws which rule the behavior of elementary Hypars in order to have a correct determination, case by case, of the « best » model of the component to be employed. In this direction are at present oriented the most advanced studies and experiments of various research centers dealing with this field, in Dresda, Stuttgart, East Berlin, Bucarest and Paris.

In the previous chapters it has been seen how spatial systems can be obtained, both parallel ones (par. B.1) and radial ones (par. B.2) by means of an opportune spacing of monodimensional connection elements between the opposing series of cables. In the field of prestressed nets it is similarly possible to pass from their application in the form of surfaces (bidimensional) examined in par. C to that of a volumetric (or tridimensional) structure, by distancing the two nets of cable and orientating them in accordance with two median directrices that cross at a predetermined angle (according to constructional demands), using a special type of connection formed of discrete elements or of a continuous whole, devoid of rigidity, that ensure the transmission of forces by tension alone. The means used for this type of connection can be various in type: cables, nets, artificial fibre fabrics, etc., and can form, according to the case, either the padding itself between the nets or a secondary prestressed armature capable of containing a prefabricated type of padding. Application and prestressing of such a system is very simple and can be carried out in an analogous manner to the schemes illustrated in the introduction (*fig. 11*) and in *figs. 47 a, b, 48* where the two cables SHS and IBI situated on the same plane, are connected at least with an element HB of h height (generally rather low): this principle of prestressing can be applied to two cables that cross without coming into contact.

The spatial sails obtained according to the mechanism of stabilization in the distance through non continuous connections, form a static variable system and therefore having a high degree of inside lowering against non stationary forces.

On this principle they have accomplished a spatial net patent projected by the Jawerth research center in Stockholm (*figs. 49 a, b, c, d*).

On this basis the research centre C.E.T.A.C. (Cabinet d'Etudes Techniques d'Architecture et de Construction) in Paris, has perfected a typology of three-dimensional tensile struc-

tures characterized by a special type of connection: a single whole or alternatively, a number of stressed elements in a tetrahedral arrangement that frames the crossing points of each pair of cables (*figs. 50 a, b, c, d*). The figures show that projections at drawing level of the two principle cables SS and II are perpendicular, whilst the cables that connect them, form an isosceles tetrahedron (H1 H2 B1 B2). However, it must be borne in mind that the same basic arrangement could come about from any angle between the principle cables, whilst those of connection may form isogonal tetrahedrons or even completely asymmetrical ones. (In *fig. 51* it can be seen how such structures produce non-parallel sheafs of cables). *Fig. 52* which represents the plan of a simple case of perpendicularity bteween principle cables and tetrahedral links, also reveals another important feature of these structures, This feature consents to the realization of prestressed tridimensional structures in various ways in accordance with the constructional requirements of the project.

With regard to the method of construction of tetrahedral connections, these can be formed of rectilinear elements such as bars, small cables ets., or also by triangular frames forming the edges of the tetrahedron not defined by the cables themselves, or alternatively by quadrangular elements bent on a diagonal and arranged according to the two faces of the tetrahedron.

Finally, as has already been said, for preference, the connections can be realized by means of a single whole, such as will respond to creeping deformation in any direction: a net of vegetable fibre, metallic, synthetic, cables, etc., that at the same time can act as padding. (See structure illustrated in *figs. 53, 54*).

Fig. 53 shows the tridimensional structure obtained both in plan and in various sections illustrating the details of the connections and their deformation after pretensioning, whilst from *fig. 54* in axonometric projection, it can be seen that in this particular case of symmetry between the two nets, the configuration of the overall connections is that of a mosaic of double curvature surfaces of the hyperbolic paraboloid type.

It is particularly interesting to observe that in tridimensional structures obtained in this way it is possible to affront and resolve the problems connected with the attenuation of coverage vibrations and resonance, by effectuating connection between the various adjacent principle cables in diverse ways, either in one direction or in both. This consents to the modification of the fundamental frequency of the vibrations of resonance, and of their harmonics. *Fig. 55 a* shows an example in which the diversity of connection concerns a single order of cables, while *fig. 55 b* shows a type of periodic non-adjacency interesting the two families of cables, but clearly, the number of possible combinations is quite vast.

E. Mechanism of stabilization of static membranal condition. The « membrane sails »

It has been seen in chapter D how a cable net can be stressed to the point of resembling a continuous fabric, sufficient to serve not only the structural purpose but also that of padding of the coverage. When the free spans to be covered are not particularly great, the minor entity of forces even consents to the replacement of the supporting structural net by a continuous covering fabric of high resistance with special mechanical features: the suppression of the cable net paves the way for the passage from the extremes of the bidimensional sail to the « membrane sail » (see *figs. 56, 57*).

In fact, the working process of the loadbearing fabric, stressed at the edges reproduces, in practical application, the principle of the pure membrane. It functions throughout as a membrane, subject only to traction strain directly linked to the structural hypothesis. This consequential system, acquires stability directly from the anticlastic curvature of the membrane, where traction strain acting in all directions produces the state of pre-strain otherwise established by the cable-straining-cable mechanism. The negative aspect of such structures, in that they are utilized for the coverage of span spaces, is that they are particularly subject to wind pressure. This can produce pronounced high localized tensions in zones of major curvature and tend to lacerate the sail.

Conditions for suitable application of the « membrane sail », to be deduced from these considerations are:

— that to apply the hypotheses of membrane regime, the geometric form of the surface must be given Gaussian curvature at every point of negative sign.

— Spans must be kept within such limits as will contain the degree of wind pressure within the resistance capacity of the loadbearing fabric.

— The fabric is assembled by means of resistance welding, whilst the anchorage is sewn into place with high resistance wires. The anchorage structures may be discrete (pylons), either rigid or flexible continuous (edge cables), or alternatively, mixed.

The combinations of elementary sails are practically limitless: this complete formal liberty means that the calculus systems based on the membranous behaviour of such structures, cannot utilize the simplifying hypotheses used in those particular forms with radial symmetry of rotational surfaces. However study of models and processing of information through computers have led to a notable development in recent years, beginning with the experiences of the school of Frei Otto, of research into the field of typological and constructional variability of this sector.

IV. NOTES ON THE CALCULUS OF TENSOSTRUCTURES

Basic structural considerations.

It has been seen in these constructions how the relation between the weight of loadbearing structures and the area covered reaches a critical point in respect of wind depression, and consequently, beneath this point, that the construction must be not only secured against wind but also anchored to the ground to protect it against the action of lifting. Absorption of cable traction or the realization of the bordering of the structures is therefore the crucial problem in the planning of tensile structures; a preliminary analysis thus becomes necessary to discover, on the whole, the effects of pretensioning of curvatures and the weight of the cables, on the rigidness and loadbering capacity, to see how these factors influence the TYPE and the COST of the « edge » structures foundations.

The type of edging structure and foundi and consequently the cost of the pro are dependant on the intensity of pr sion; moreover, during planning, atte must be paid to the fact that the rigid of the net is also dependant on the vature and its own weight, and tha erroneous geometric-architectural choice considerably increase the cost of a proj Preliminary studies into the interdepend of the aforementioned factors are m through the use of the theory based the minimization of total potential ene The results of the researches have le the following conclusions:

— The deformation-load curves are no near: an increase of load produces a m than proportionate increase in deformat The coverage material must therefore as light as possible so as to reduce overall weight of the whole to the minim since it is not possible to affect perman and accidental planning loads.

— Load-tension curves for prestressed bles are very close to linearity.

— The stiffening effect does not increase rapidly as the increase of pretensioning

— The weight of the net being equal the other parameters, tends to diminish stability of the net itself. Therefore, for a net, the cables must be the lightest possib Graphs produced have shown that for h ratio between deflection and spans there greater resistance to deformation and rigidness of the net is less influenced by weight itself of the cables.

— Increasing loads until one or more lo bearing or pretensioned cables becomes in has revealed that pretensioning being equ coverage with greater range of curvat has greater loadbearing capacity.

Elaboration of calculating theory

The elaboration of calculating theory f prestressed cable coverage systems has p duced notable difficulties in that, whi hypothesizing elasticity of materials, it s dies non-linear consequences of loads highly deformable structures.

The equations governing the elastic syste formed by the net of cables are not linea because the equations of equilibrium whi derive from the deformed configuratio are non-linear expressions (and cannot th refore, in this case, profit from the ve great analytical simplification linked to th distributive and associative properties linear functions).

In the past ten years diverse theories hav been put forward for calculating deform ations in tensile structures: from the anal tical point of view such structures can b treated as discrete or continuous system The resolvent mechanism of the two system is identical whereas the general assumption and degree of approximation vary (*Tab. B*

— Considering the cables as a whole as discrete system, each intersection (nodal point between two cables of opposin family, furnishes equations of equilibriun and of congruence that express the relation running between the tensions acting o the cables, and the stretch of cable tha generates the intersection points. The te minal points of the cables are « frontier points and are connected to the edge girders Due to the high number of cables, one ends in practice, by approximating the real struc ture to one having a smaller number o

cables to reduce the number of the equations.

Alternatively the whole may be considered as a *Continuous system*, namely as a flexible membrane with special physical properties, so that the cable net is assimilated to a slender, homogeneous membrane, responding with elasticity and without flectional rigidity. (As a matter of fact the cable systems are discontinuous and such approximation is acceptable only when the cable net is very thick).

Two configurations of equilibrium are considered in the calculus: the first corresponding to an *Initial state* of load in which the net is subject to pretensioning and the weight itself of the cables and the second to a *Final state* in which the net is subjected to additional external load. The forces of the cables are always positive (of traction).

— The net of cables considered is formed by two orders of orthogonal cables on parallel vertical planes. There is no creeping between the cables at the nodes. The cables are prestressed to obtain the desired conformation before application of external loads.

(In reality the cable systems are discontinuous and similar approximation is acceptable only when the net of cables is very thick).

The Decisive Synthesis can be schematicized as in tab. B attached where:

T = forces of pretensioning initial state (known)

$T + \Delta T$ = forces in the final state (unknown)

p = additional external loads (known)

s = shifting of a generical point from the initial state to the final one (unknown)

u, v, w = components of s respectively according to x, y, z

α = coefficient of thermal dilatation of the cables

ε = unitary lenghthening

n being the number of nodes we have $3n$ equations and $3n$ unknowns represented by the shifting u, v, w of the n points. This is the discrete system.

Analogously in the continuous system we obtain a differential equation that, when integrated, would give the deformed elastic surface. In general, in any case, there is a non-linear system of equations in the unknowns which, cannot, therefore, be directly resolved.

Due to the non-linearity, iterative methods are employed to resolve such equations although they present no small difficulty in reaching convergency. They can, however, be generalized to a vast typological range of these structures and they lend themselves to computer processing.

It is important to note that the conditions to which the geometry of the problem must submit are implicitely imposed in the equilibrium at the initial state and that therefore, the equilibrium equations implicate restrictive conditions.

In fact, in both the systems, discrete and continuous, the initial hypotheses introduce mistakes and can give rise to dubious solutions principally when they are applied to strongly curved surfaces subject to loads which are not symmetrical. Verification by tests demonstrates that development of calculus procedures can exaggerate or minimize the theoretical erros implicit in the general assumptions, or those that derive in the course of determining practise.

— Treatment as a continuous system introduces in the hypothesis itself, in fact, notable approximation, that forces the relations of equilibrium and congruency, falsifying in ultimate the real functioning conditions of the structure. However, it consents to reaching reliable results speedily as long as these are restricted to an initial approximation of calculus and through particulary simple and regular forms of coverage.

— The system most faithful to the functional reality of the structure is, on the contrary, the discrete system in that the errors introduced in the hypothesis are minimum, both at the level of general assumptions and in degree of approximation (in the order of 12 %). None the less it is possible also, to study, starting with the hypotheses, the form to be given to the necessary equations in accordance with a continuous theoretical scheme, due to the complexity of the integro-differential equation which is to be faced, as long as one passes to the determinant practices in the discrete field, the only ones intelligible to the computer, through appropriate iterative methods, the suitability of which must be studied case by case.

Note: In recent years the elaboration of methods of analytical solution for plane and net systems has undergone important developments both in refinement of iterative procedure and at the level of improvement of the simplificatory bases. For discrete type plane systems (method of finite differences), an important experimental analytical research has been developed at the Jawerth centre in Sweden and above all very recently, whilst the continuous model has for many years been the object of research by the Schleyer team in West Germany.

For the net systems, the study of the discrete type has made notable progress: from the initial studies by Bandel in West Germany and then by Siev Eidelman, through the simplificatory procedures of Dean and Ugarte for special structural cases, up to the recent iterative methods perfected by Molmann and Mortensen (Sweden). A further simplification in calculating methods is represented by the adoption of reflexion methods applied to cable nets proposed by Buchanan-Akin.

In the field of net systems as continuous type, after the initial foundation by Elze Eras (West Germany), the contribution of the Otto-Schleyer team is outstanding.

This has since been taken up by Shore and Bathish (USA) with the adaptation of the Fourier double series for the solution of integrodifferential equations which is carried out through an iterative procedure particularly rapid in converging and easily computerizable.

Electronic elaboration

In electronic elaboration, the computer does not carry out a simple routine job, but has the opportunity of exerting a profound influence on the planning. The possibility of repeating a long calculus in a few minutes consents to taking into consideration not only the various iterative methods, but also the different combinations of forms and dimensions, and therefore to choosing the best among the different formulations of the project. In this way the use of computers has consented to the partial optimalization of structural problems, which up to a short time ago was possible only in theory.

The computers used, come into three categories: numerical computers, analogical and hybrid computers. The numerical computers are of more generalized use and can be used for the most varied calculus problems, providing very high precision results; analogical computers can simulate, specifically, the problem to be solved, and this, even though the results furnished are more or less approximative, proves to be very useful in many typical situations of this sector of large- scale coverage. In fact, while the function of the numerical computer is that of the calculator, that of the analogical computer is to measure. As far as the hybrid computer is concerned, it unites various characteristics and certain advantages of the analogical and the numerical computers; its use however is restricted to special problems.

As their technical range develops, optical readers begin to be of particular interest. Among them, the graphic screen device attached to a computer, in which the information passed to it, using a luminous pencil, is immediately stored up in numerical form.

Another particularly interesting instrument to the ends of research into new structural forms, also because of the continuous improvements being brought to it, is the automatic tracer or plotter; it is an instrument that translates in graphic form special results emerging from a computer. In particular, it is possible to treat objects of which no graphic representation yet exists, which have only been described mathematically, leaving the plotter the task of translating this description in graphic form.

It is in this sector that there is the development of all the modern approach to typological research into tensile structures and it is easy to grasp the importance of these devices as an aid to the planning of physical forms of which one possesses, at the outset, only the mathematical description; it will be possible, moreover, by varying one or more parameters, to obtain families of similar forms, thus enlarging the field of research and increasing the formal perfectioning of tensile structures.

Gernot Minke

PNEUMATICALLY STABILISED MEMBRANE STRUCTURES - PROBLEMS OF DEFINITION AND CLASSIFICATION

Structures such as air inflated halls, air cushions and high pressure tubes of which the form and stabilisation depends essentially on the pressure difference between the adjoining media, are generally known as « Pneumatic Structures » (Pneumatische Konstruktionen, Constructions Pneumatiques). This term however varies widely and contains very different systems. On these grounds an attempt will here be made to define the concept « Pneumatic Structure » insofar as it relates to load-bearing structures, and to develop a structural classification for such load-bearing systems.

The term « Pneumatic Structure » will therefore firstly be limited to load-bearing structures. A load-bearing structure in this respect is a form which has the function to transmitt certain forces under given edge conditions to given supports. The load-bearing structure is a materialized form of a structural system. (The structural system is a static system that is neither formalised nor materialised. We speak of a load-bearing form if length and sectional proportions are known, it is thus a thing that is formalised but not yet materialised. A load-bearing structure should first be spoken of if as well as system and form, materials and sizes are given, that means when it is a materialised form).

The second restriction of the term for the classification is concerned with « buildings ». Thus articles such as furniture or containers and all air-controlled and air-moved structures will be excluded.

The third and most fundamental restriction is that the description « Pneumatic » should only be related to stabilization. « Pneumatic » structures are thus, pneumatically stabilized membrane structures, i. e. load-bearing structures, stabilised through pressure differences. The pressure difference is one of the components of the structure itself. The air in an air-inflated dome is a compressive structural element. Sails, balloons, parachutes and containers are therefore not pneumatically stabilised but pneumatically loaded structures: in this case the denser medium acts as a load and does not act primarily in the stabilization of the structure. It is thus, not an element of the structure.

With these three restrictions as a starting point one should be able to substitute the imprecise term « Pneumatic structures » with « surface (planar) stabilised, membrane structures ». (A « membrane » is a flexible pretensioned skin, that is a 2-dimensional only tension stressed structure.)

In most examples of these load-bearing systems the stabilising medium is air. However, the structure does not noticeably alter its form and load-bearing capacity if instead of a gaseous medium, a liquid or discrete medium is used for developing its stability. Therefore the term « Pneumatic Structure » is often used for all three forms of media stabilised membrane structures.To be strictly accurate the term « Pneumatic » structure should only be used when the stabilising medium is gaseous. In other cases one should speak of « hydraulically stabilised » or « discrete-stabilised » structures.

This information should be enough to show that the term « Pneumatic structures » will not be clearly applied. However if we speak of « Pneumatically stabilised membrane structures » it is clearly stated about which load-bearing structure is being referred to. These clearly identify themselves from the usual membrane structures as indicated in fig. 1.

We speak of pneumatically « stabilised membrane structures »:

1. If the membrane is stabilised through non-fixed forms media, that is if the membrane separates media of different densities.
2. If the stabilising medium is an element of the construction itself and not a load.

In the classification of these load-bearing structures a series of different classification criteria can be given, for example:

- type of load-bearing system
- type of pressure difference
- type of additional stabilisation
- type of surface curvature
- height of the pressure difference
- continuity of the elements
- proportions
- sizes
- uses
- material
- mobility.

Thinking of a structural classification we have to differentiate between the two main types of penumatically stabilized membrane systems (see fig. 2) that is: the low pressure systems and the high pressure systems. By low pressure system the pressure difference of the two media separated by the membrane is normally 0,001 to 0,01 atmospheres. That is, the membrane is tensioned by a pressure of 10 to 100 kp/m². By a high pressure system the pressure difference is 0,2 to 7,0 atmospheres, that means the membrane is tensioned by a pressure of 2000 to 70000 kp/m².

Depending of the low-pressure systems are open or closed systems they are differentiated into single and dual or multi wall structures. By single wall structures positive or negative pressurized space is formed by a single membrane. The membrane is not self-contained, it is directly or indirectly connected to the ground. The membrane is either single or double curved. When it is double curved in equal direction we speak of synclastic or dome shaped curvature, when is double curved in opposite direction, we speak of anticlastic or saddle shaped curvature.

In contrast to this, dual and multiple wall structure, are self-contained. They are independant from their site.

The common terms « air-supported » and « air-inflated », introduced by Walter Bird, should be changed into the terms « media-filled » and « media-supported ». When we remember that the planar stabilized membrane structures can be stabilised not only by gas, but also by liquids and discrete materials.

The term « cushion structure » is not used within this classification as it has in part different meanings. Sometimes it is used for all dual-wall structures without additional support and sometimes also for high pressure systems.

The second differentiation within the classification which is concerned with the kind of internal pressure appears to be negligible, as the stability of the structure depends solely on the difference in pressure between the media seperated by the membrane. As the following sketches show the type of pressure has a great influence on the form of the structure and its edge conditions, so that their differentiation appears to be necessary.

The third differentiation, with additional stabilising has also great influence on the form of the structure. The additional support is generally required in large spans, so that the radium of curvature and with it the stress of the membrane is reduced. (The tensile stress is directly proportional to the radius of curvature).

The type of additional support is indicated by its dimension: By « point support » individual interior supports should be understood. As a real point of support will generate extremely high stresses, the support must be enlarged into a circle, a loop or a hump.

By « linear support » should be understood interior additional support through cables (ridge or valley cables), through arches or through beams.

Out of these classification characteristics result from the single and multiple membrane structures, which were introduced in fig. 2, 16 different systems.

Low-pressure and high-pressure systems can be differentiated by their form and load-bearing characteristics:

Whereas with low-pressure systems primary structures are represented, by which the stress from the membrane is carried down to the base by the supporting medium, high-pressure systems as a rule fulfil the function of secondary structures. (In borderline cases, through the additional of numerous tube elements the function of a primary structure can be achived, compare 2.21). They consist of tube-like elements, that is, in one direction there is a great curvature and in the other very little. In the direction of the least curvature they are able to transfer shear forces. They are able to take over the function of a flat slab, a stiff arch or a ribbed shell, (compare fig. 2). As the membrane can only take loads in tension the compression load must be compensated by pre-tensioning. The required pressure difference is about 100 to 1000 as high as with low pressure systems. High-pressure systems indicate a relatively low-structure efficiency. Therefore they are only used if simple transport and montage (low weight, small transport volume) are the main considerations for the selection of the structural system.

The tube constructions are secondary structures for which the previously mentioned characteristics are not practicable. Therefore geometrical characteristics will here be used for differentiation:

1. The form of the elements (straight, curved).
2. The connection between the elements (continuous: the elements and their filling medium are combined together; discontinuous: elements are in contact but the filling media of the elements are not in connection).

In the following sketches 64 simple combinations of the 8 systems of single and dual wall structures are presented (in part a vertical as well as a horizontal combination of the system is shown).

In an investigation at the Technical University of Hannover, January 1970, it was confirmed that until then, from the 16 systems only about 1/3 were built and from the 64 combinations only about 1/20 (seminar report « Pneumatische Konstruktionen », Dept. of Architecture, TU Hannover)

